

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1670号

土 木 研 究 所 資 料

塩屋谷川放水路模型実験結果

昭和56年 3 月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

Copyright © 1981年度 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

本報告書は兵庫県神戸市役所の依頼により、土木研究所が昭和54, 55年度に行った塩屋谷川放水路模型実験結果をまとめたものである。

実験では、放水路を構成する各部分（本川河道・沈砂地・トンネル部・減勢池・ボックスカルバート）について、その問題点・問題の調査・把握とその対策について検討した。

この資料が塩屋谷川放水路計画に役立てば、我々の望外の喜びとするところである。

なお、本模型実験にたずさわった当研究所の要員は下記のとおりである。

昭和56年3月

河 川 部 長	富 永 正 照
都市河川研究室長	馬 場 洋 二
太田川工事々務所	益 倉 克 成
都市河川研究室	伊 藤 雄 二

目

次

ま え が き

1. 序 説	1
(1) 塩屋谷川の現況	1
(2) 塩屋谷川放水路の概要	1
(3) 模型の概要と相似則	3
2. 実 験	4
(1) 検 討 事 項	4
(2) 実 験 方 法	4
(3) 模型の検証	4
(4) 実 験 概 要	9
3. 実 験 結 果	11
(1) 計画原案実験	11
(2) 計画原案における問題点・問題個所	21
(3) 改良案実験	21
(4) " ま と め	34
(5) 沈 砂 実 験	35
(6) " ま と め	49
4. ま と め	52
(1) 本 川 河 道	52
(2) 沈 砂 池	52
(3) トンネル部	52
(4) 減勢池・ボックスカルバート	53
(5) 今後の問題	53
お わ り に	55

実 験 写 真

1. 序 説

(1) 塩屋谷川の現況

塩屋谷川は六甲山系の西端に位置し、神戸市須磨区多井畑付近を水源とし、神戸市垂水区塩屋町を経て大阪湾に注ぐ延長 5.5 km、流域面積 5.0 km²の神戸市の主要河川である。延長のうち上流 1.6 km 区間は砂防指定地、河口から 3.46 km 区間は 2 級河川に指定されている。

塩屋谷川は比較的巾のせまい谷の中央を流れ、平均勾配が約 1/100 と急であり、また蛇行が多い。河積は充分でないため、過去にしばしば氾濫が発生している。加えて近年においては周辺の住宅地等の開発が活発となっているため、治水安全度の向上が緊急となっている。

(2) 塩屋谷川放水路の概要

塩屋谷川の下流部 1.8

km 区間のせまい谷には人

口、資産が集積しており、

そのため従来の改修方式

すなわち拡巾および河床

掘削による疎通能力の増

加は極めて困難な状況に

ある。そこで、経済的かつ

効果のある改修方式として

地形的制約を考慮したトンネル放水路方式が

選定・計画されるに至った。

図-1 は塩屋谷川の流域とトンネル放水路の計画路線を示すものであり、

図-2 は放水路の概要を示している。

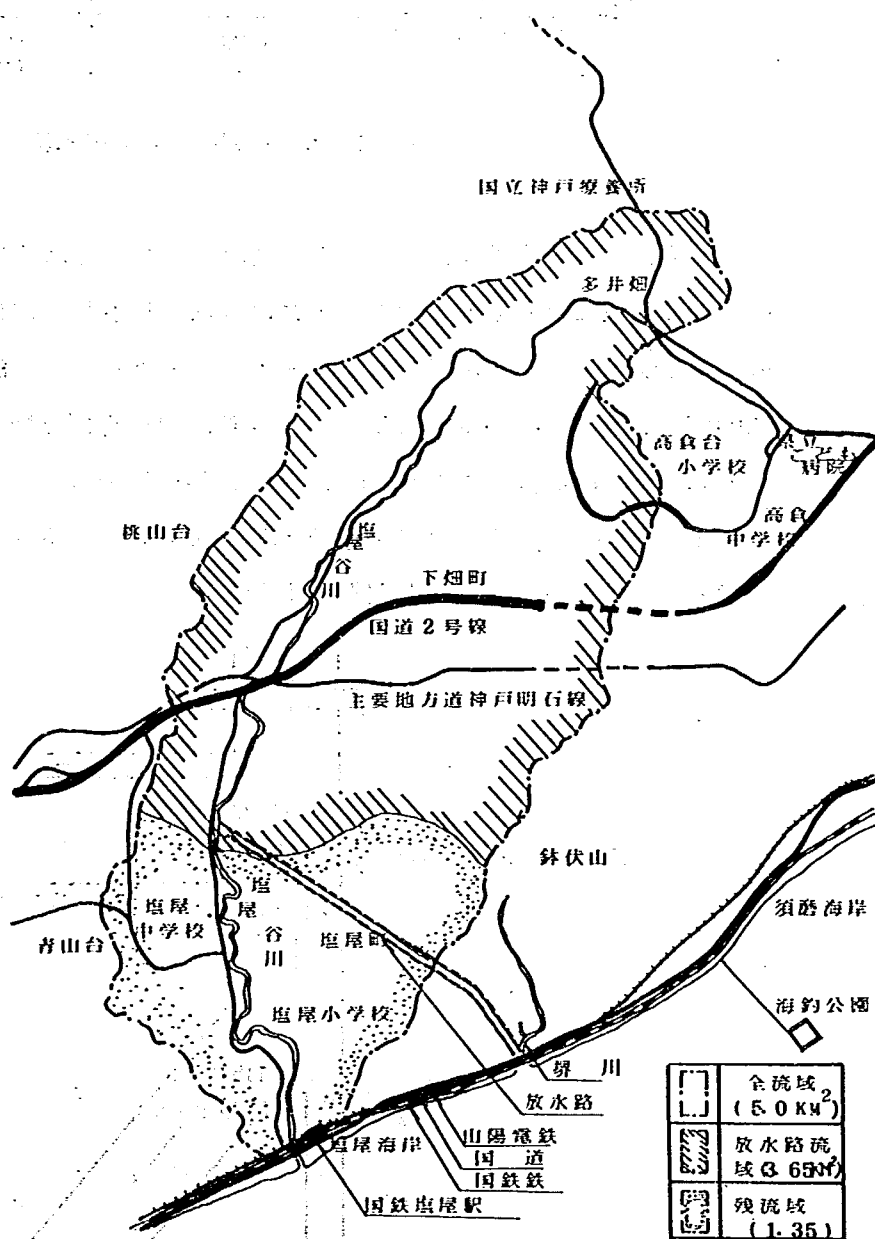


図-1 塩屋谷川流域図

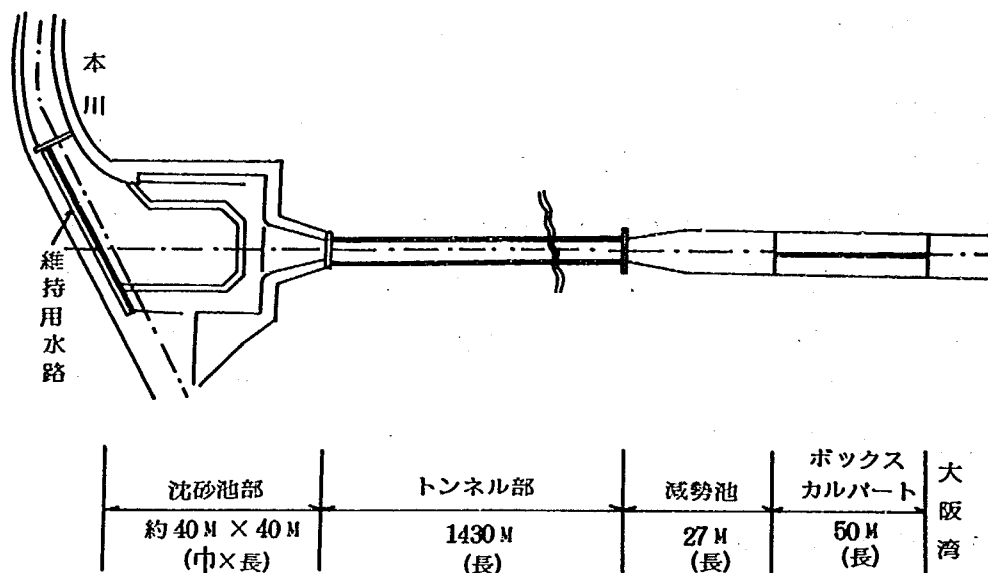


図 - 2 塩屋谷川放水路概略図

放水路呑み口の位置は、上流側の流域面積と沈砂池用地等を勘案し、河口からおよそ 1.4 km 地点の平地に計画されており、吐口は砂防河川界川の河口附近に設定されている。全体の構成は沈砂池・トンネル部・減勢池・ボックスカルバート部からなっており、沈砂池は面積 $2,000 m^2$ 、沈砂容量 $4,000 m^3$ 、トンネル部は標準馬蹄形断面 (2r 型, $r = 3.2 m$) で総延長 $1,430 m$ 、減勢池は巾 $12.6 m$ 、長さが $27 m$ であり、トンネル末端河床から減勢池までの落差は $9.845 m$ である。カルバート部は巾 $6 m$ 、高さ $5 m$ のボックス 2 連からなり長さ $50 m$ である。図 - 3 に、計画流量配分を示した。

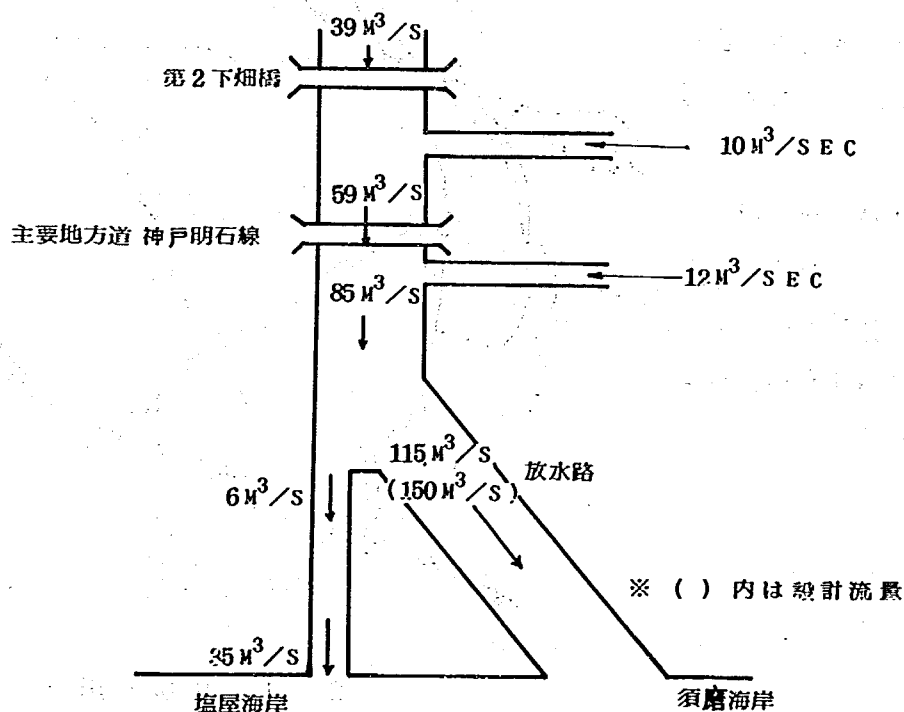


図 - 3 塩屋谷川計画流量配分図

(3) 模型の概要と相似側

(1) 模型の概要

模型縮尺は $1/20$ (無歪) とし, トンネル部分は, 模型製作及び実験の都合からアクリルで作成し, 他の部分はモルタルによって仕上げた。

模型製作範囲は, 本川河道は沈砂池上流側で 120m , 沈砂池下流側は維持用水路の下流 10m までとし, トンネル部分は現地 $1,430\text{m}$ に対し, 模型用地・模型製作費用の関係から, およそ 1 割に相当する 140m 長分をとり入れ, その下流側については海域まですべてとした。

(2) フルードの相似則

本実験での支配的な作用力は重力と慣性力であるので, 水理量の縮尺はフルードの相似則に従うと表-1 のようになる。

表-1 Fr 則における諸量の縮尺

諸 元	次 元	縮 尺	
距 離	L	$1 : \ell$	$1/20$
体 積	L^3	$1 : \ell^3$	$1/8000$
面 積	L^2	$1 : \ell^2$	$1/400$
時 間	T	$1 : \ell^{1/2}$	$1/4.47$
流 量 係 数	$L^{1/2}/T$	$1 : \ell^0$	$1/1$
流 速	L/T	$1 : \ell^{1/2}$	$1/4.47$
加 速 度	L/T^2	$1 : \ell^0$	$1/1$
勾 配	L/L	$1 : \ell^0$	$1/1$
流 量	L^3/T	$1 : \ell^{5/2}$	$1/1788.9$
粗 度 係 数	$T/L^{1/3}$	$1 : \ell^0$	$1/1.65$
圧 力 強 度	M/LT^2	$1 : \ell$	$1/20$
力	ML/T^2	$1 : \ell^3$	$1/8000$
仕 事	ML^2/T	$1 : \ell^4$	$1/160000$

2. 実 験

(1) 検 討 事 項

本実験において対象とした検討項目は以下のとおりである。

1. 沈砂池の沈砂効果
2. トンネルの流過能力と流況
3. 減勢池の減勢効果
4. ボックスカルバートの流過能力
5. スクリーンの効果
6. 維持用水路への分流量
7. 異常流量、異常潮位時における状況

(2) 実 験 方 法

実験は選定された境界条件を設定し、計画原案における水理量及び流れの状況から放水路の妥当性を検討し、その結果好ましくない現象を呈する場合は、模型改造を行い再び上記作業を繰り返した。

(1) 境界条件の設定

流量は模型上流端に設置した量水槽によって与え、下流端の水位は大阪湾の潮位に設定する。

(2) 測定位置及び方法

水位の測定は、図-4の○印の位置でポイントゲージとレベルを用いて行っている。流速は小型プロペラ流速計で図-4の△印の位置で行っており沈砂池及び減勢池については鉛直方向に2～3点、他については1点の測定とした。流況測定は、染料を流すことによって現象を明確にし、写真撮影・スケッチ等を行っている。

(3) 実験の検証

一般に水理模型実験においては模型が幾可学的相似性を満足するばかりでなく、現地の水理現象と模型上のそれに相似関係が成立せねばならない。それにはフルード則を満足させておけば良い。

塩屋谷川模型は、固定床模型であるため、粗度係数を検証しておけば水理現象の相似性が保証されることになる。

(1) 本川の粗度係数

本川の粗度の検証は、維持用水路への分流堰の影響を回避するため、ケースⅡ10～12

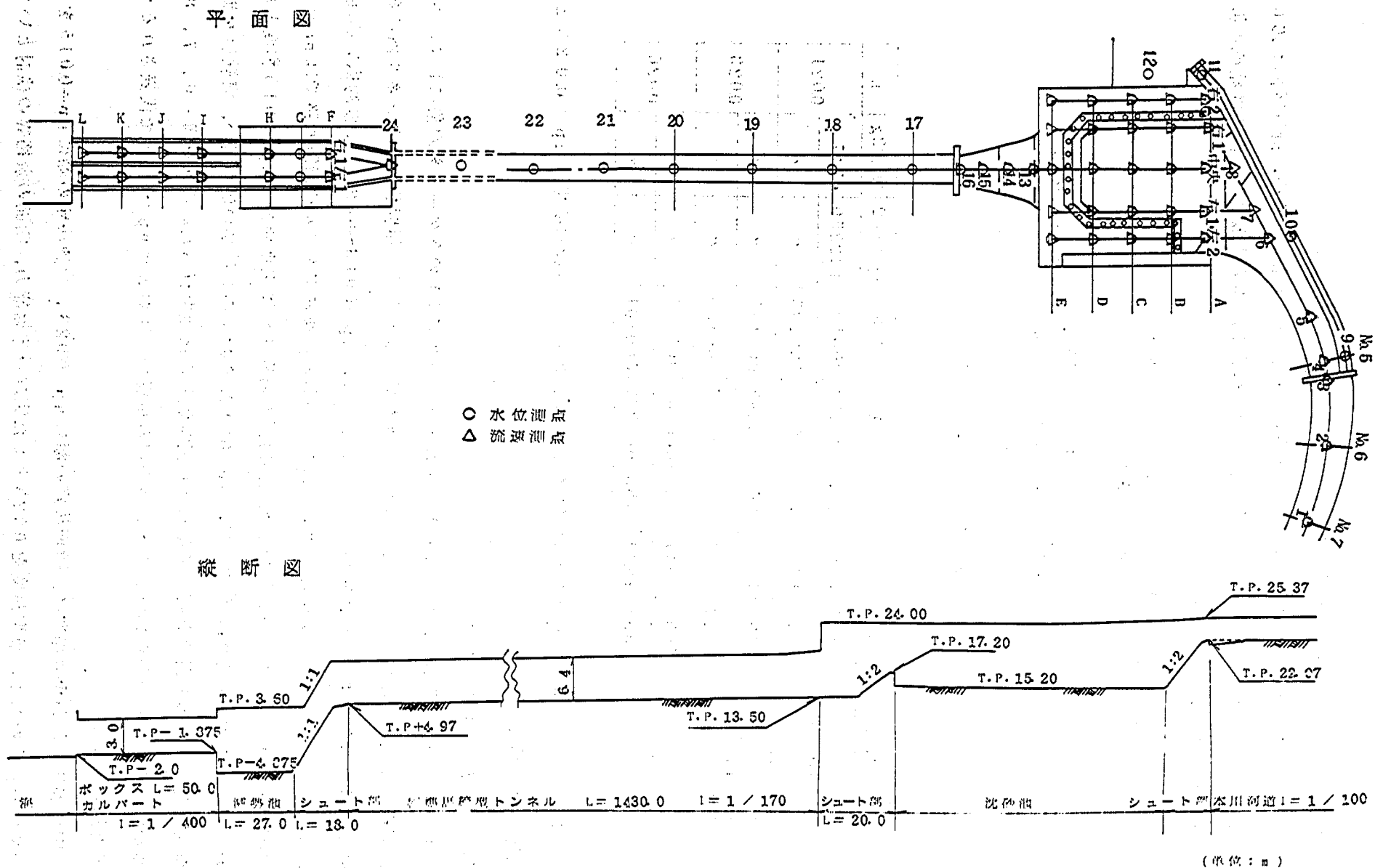


図-4 水位流速測点

($Q = 115 \text{ m}^3/\text{s}$) の水位を用いて行った。

表-2は下記の式を用いて水位より逆算した粗度係数である。表中、計算区間を $\#6$ 及び $\#7$ 測線の間としたのは、模型取入れ区間の都合上、 $\#7$ 測線より上流では縮流の影響が及んでいるからである。

$$n^2 = \left\{ H_{i+1} - H_i + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_{i+1}^2} - \frac{1}{A_i^2} \right) \right\} \div \left(\frac{v^2 \Delta x}{2} \right)$$

$$\text{ここで } \frac{v^2 \Delta x}{2} = \left(\frac{1}{A_{i+1}^2 \cdot R_{i+1}^{\frac{4}{3}}} + \frac{1}{A_i^2 \cdot R_i^{\frac{4}{3}}} \right) \frac{Q^2 \Delta x}{2} \quad (\Delta x = 20 \text{ m})$$

表 - 2 粗 度 係 数

ケース $\#$	距離標	H	A	R	$1/A^2$	$1/A^2 R^{\frac{4}{3}}$	$Q^2 \Delta x / 2$	$Q^2 / 2g$	n
10	7	24.96	19.14	1.79	0.00273	0.00126	132250	674.7	0.021
	6	24.43	17.54	1.54	0.00325	0.00183	"	"	
11	7	24.93	18.79	1.62	0.00283	0.00149	"	"	0.023
	6	24.42	17.54	1.54	0.00325	0.00183	"	"	
12	7	25.00	19.47	1.65	0.00264	0.00135	"	"	0.026
	6	24.51	18.34	1.58	0.00297	0.00161	"	"	

表によると、模型上の粗度係数は平均的に0.023程度と計画粗度係数 $n_p = 0.023$ と同等の値を得ている。

(2) トンネル内の粗度係数

トンネルの粗度係数は、ケース $\#1 \sim 4$ およびケース $\#11$ の5ケースを対象にして、本川同様に水位から粗度を逆算して求めた。それを図-5に示す。粗度係数はトンネル内に発生する波の影響による水位測定精度の低下によって、 $n_p = 0.013 \sim 0.026$ と比較的広い範囲にばらついているため、図からは決めかねる面がある。通常アクリル樹脂製水路では $n_m = 0.009 \sim 0.01$ とされており、塩屋谷川模型縮尺を考慮すれば現地換算で $n_p = 0.015$ 程度と思われる。そこで $n_p = 0.015$ を中心に、 $n_p = 0.013, 0.017$ の3種類の値を用い、実験値を出発水位とした不等流計算を行ってそれぞれ実測値との比較を行った。それを図-6, 7, 8, に示す。それらの図から判断してトンネル内の粗度係数はおよそ $n_p = 0.015$ で代表されるものと思われる。

塩屋谷川の計画粗度係数は、断面決定の際に $n_p = 0.023$ 、流速決定の際に $n_p = 0.015$ を用いている。そのため、模型粗度を0.023とした実験が流過能力、断面の余裕等の検討という面から必要となる。

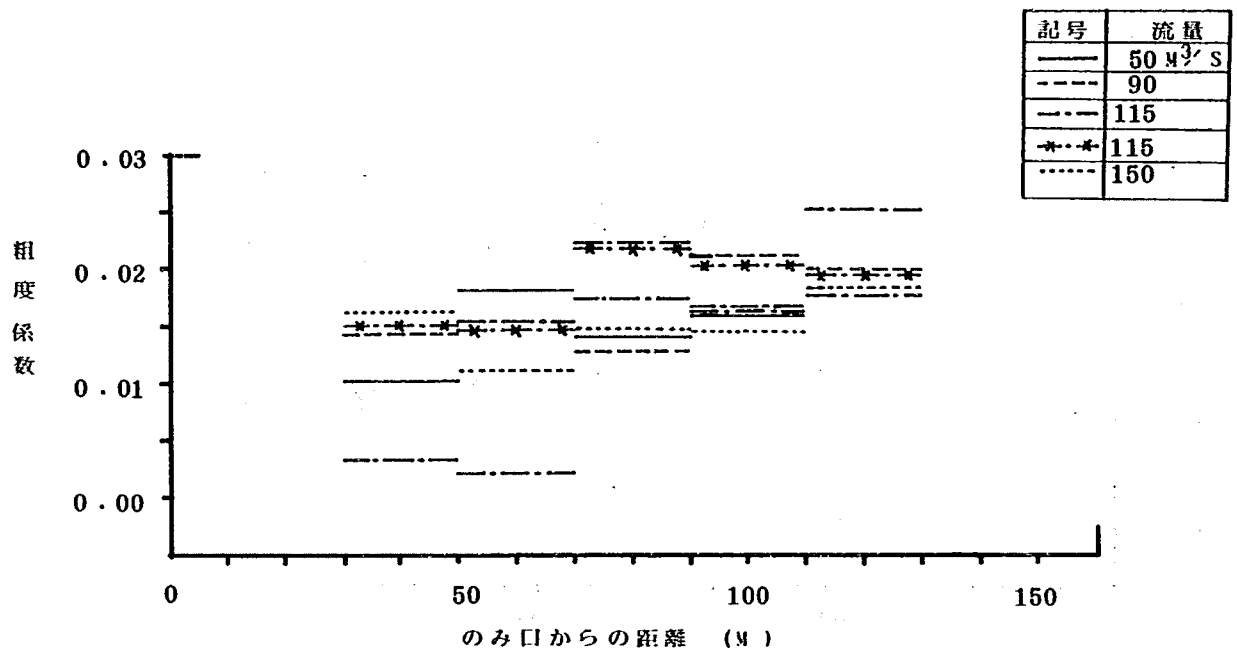


図-5 トンネルの粗度係数

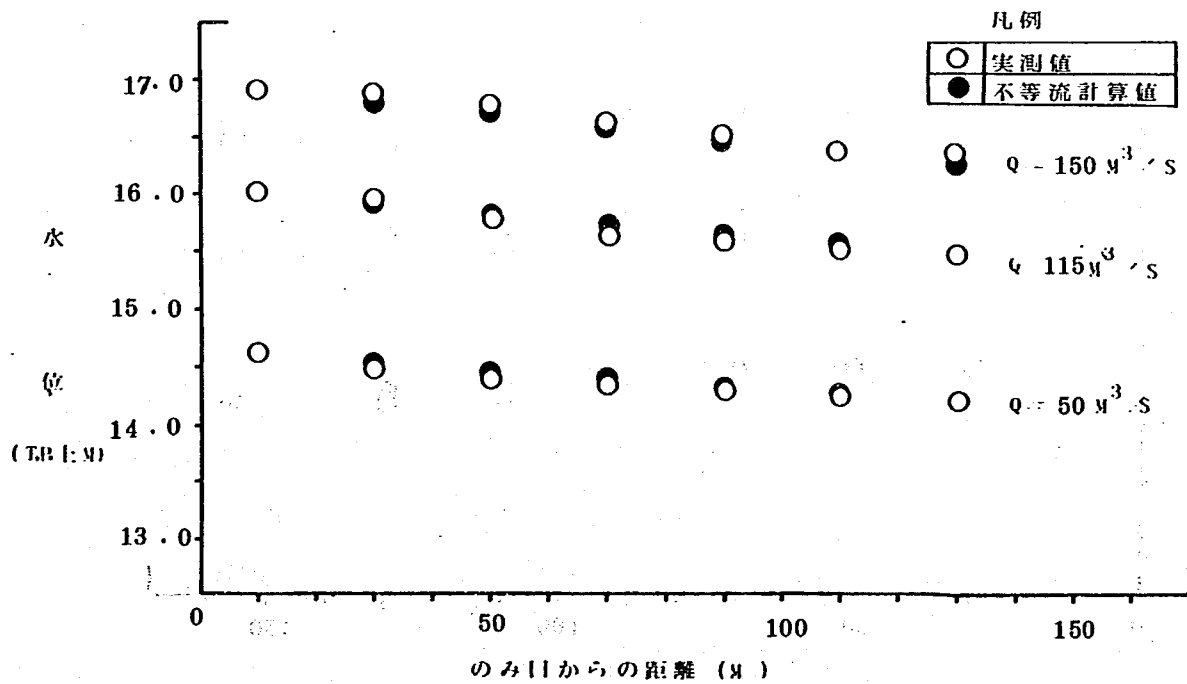


図-6 粗度係数の検証 ($n=0.015$)

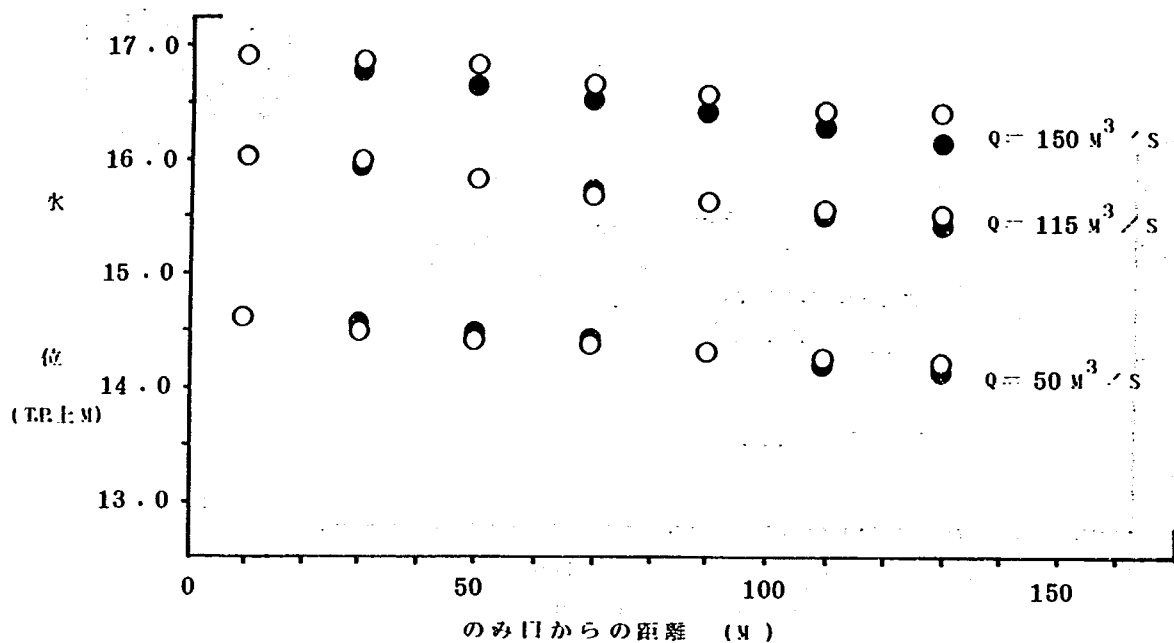


図-7 粗度係数の検証 ($n=0.013$)

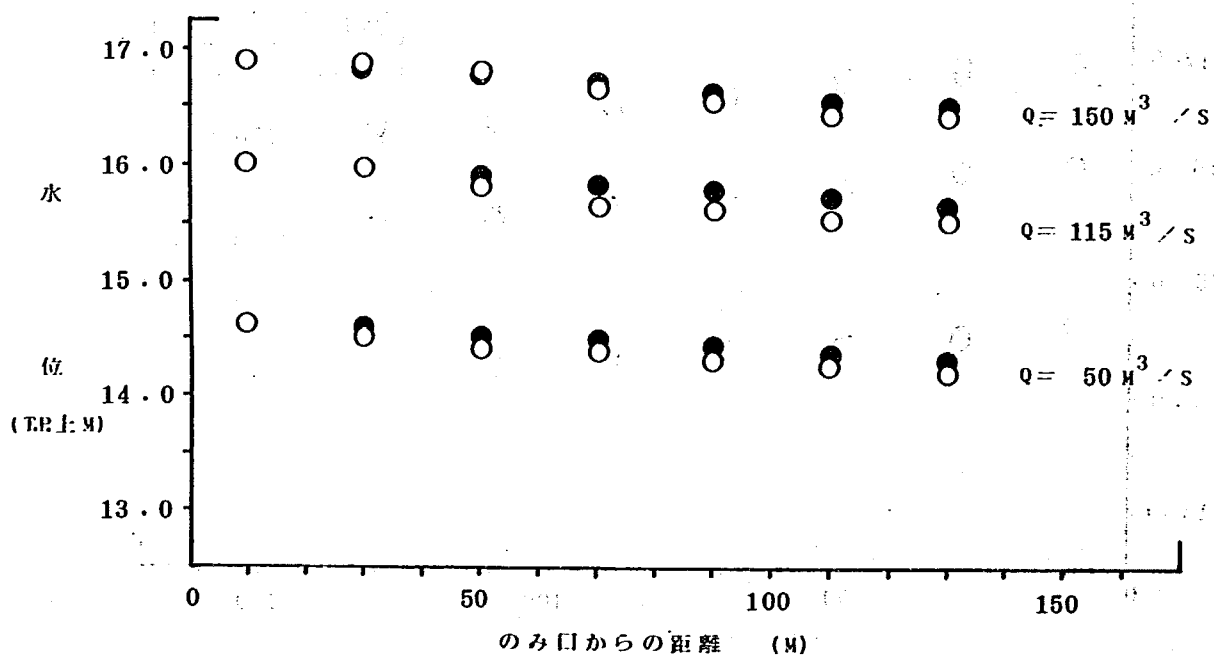


図-8 粗度係数の検証 ($n=0.017$)

(4) 実験の概要

実験でのトンネル内の粗度係数は 0.015 であり、 $np=0.023$ については別途報告する予定である。

実験ケースは表-3に示すとおりであり、ケースNo.1～4では計画原案における問題点・問題個所の抽出、ケースNo.5～8では計画原案の沈砂池における沈砂効果の把握、ケースNo.9～12ではケースNo.8までの結果から明らかにされた問題点や問題個所の改良案について検討した。

表 - 3 実験ケース一覧表

ケースNo.	河道条件	実 験 条 件		測 定 項 目			備 考
		流量 (m^3/s)	下流水位 (m)	水位	流速	流況	
1	計画原案	50	TP+0.7	○	○	○	
2		90	〃	○	○	○	
3		115	〃	○	○	○	
4		150	〃	○	○	○	
5		10	〃	—	—	—	沈砂状況
6		50	〃	—	—	—	〃
7		115	〃	—	—	—	〃
8		150	〃	—	—	—	〃
9	副ダム他	115	〃	○	○	○	沈砂状況
10	〃	115	〃	○	○	○	
11	〃	115	〃	○	○	○	沈砂状況
12	〃	115	〃	○	○	○	

以下に実験ケースの境界条件について述べる。

(1) 通水時間

移動床での実験と異なり、河床形態の変動等をともしないので通水時間は所定の測定が終了するまでとした。但し、ケースNo.5～8についてはこの限りでなく後述する。

(2) 流 量

各々のケースで対象とした流量の根拠は次のとおりである。

10 m^3/sec 年数回発生する確率の流量

50 m^3/sec 1/2~3確率の流量

90 m^3/sec 1/5 確率の流量, ちなみに本川の計画高水流量は85 m^3/sec である。

115 m^3/sec トンネルの計画高水流量 (1/10 確率)

150 m^3/sec トンネルの設計流量 (計画高水流量の3割増)

(3) 下流端水位

ここでいう下流端水位とは、放水路下流端のものであり、大阪湾における潮位を与えている。なお、本川下流端水位は実験の主旨から設定の必要がなかった。

T. P. + 0.7 m 朔望平均満潮位

T. P. + 3.0 m 計画潮位

T. P. + 6.0 m 異常潮位

(4) 給 砂

ケースNo 5~8では、その目的上給砂を行っているが、それについては後述する。

3. 実験結果

最初に、計画原案における問題点・問題個所についてケースNo. 1～4（計画原案実験とする）の実験結果にもとづいて述べることにし、次に対策工を施したケースNo. 9～12（改良案実験とする）の実験結果について述べる。その後にケースNo. 5～8（沈砂実験とする）について述べる。

(1) 計画原案実験

(1) 本川の状況

図-9, 10, 11, 12に計4ケースの実験時の流況を示す。

図にみるように、沈砂池及び維持用水路の直前に設置された維持用水確保のための分水堰によって、流水は維持用水路の右岸上にはね上がり、その量及び高さは流量の増加につれてふえており、右岸沿いの民地にとって好ましくない状況を呈す。

河道内の流速は、表-4～7に示すように流量50, 115, 150 m^3/sec の時5～6 m/sec , 流量90 m^3/sec の時6～7 m/sec となっており、護岸等の維持にも細心の配慮を要する。

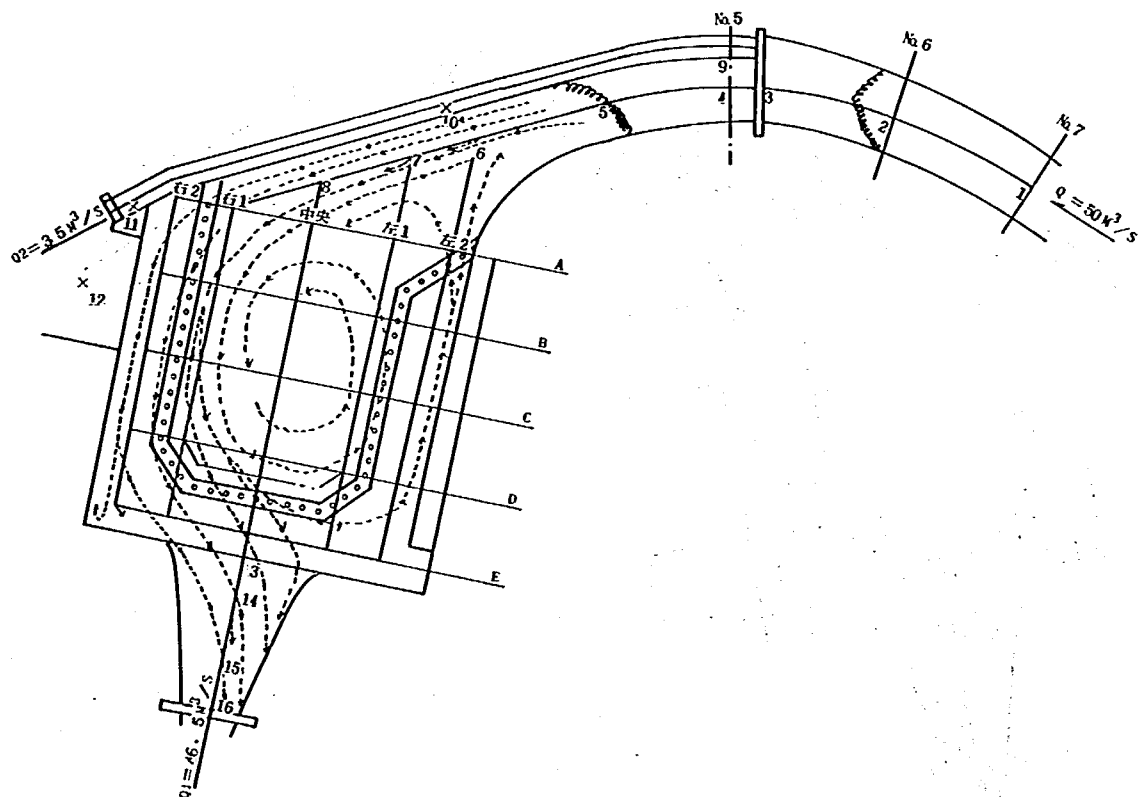


図-9 流況図

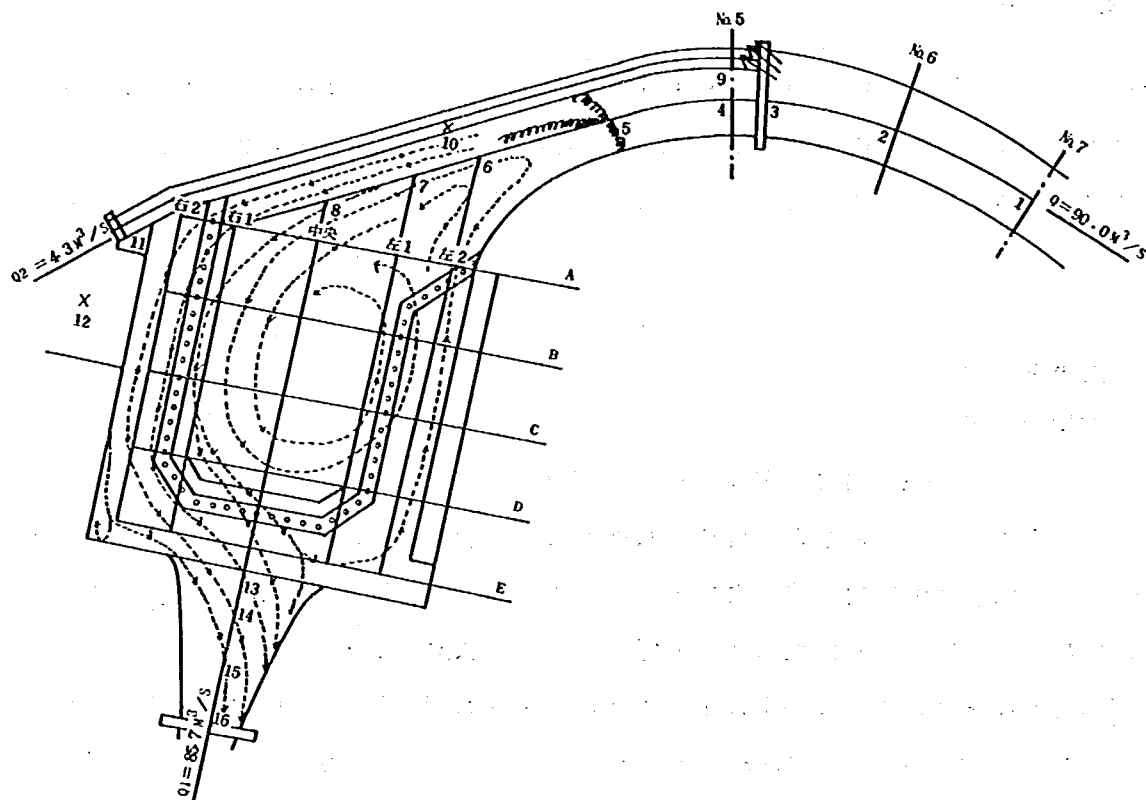


图-10 流 況 图

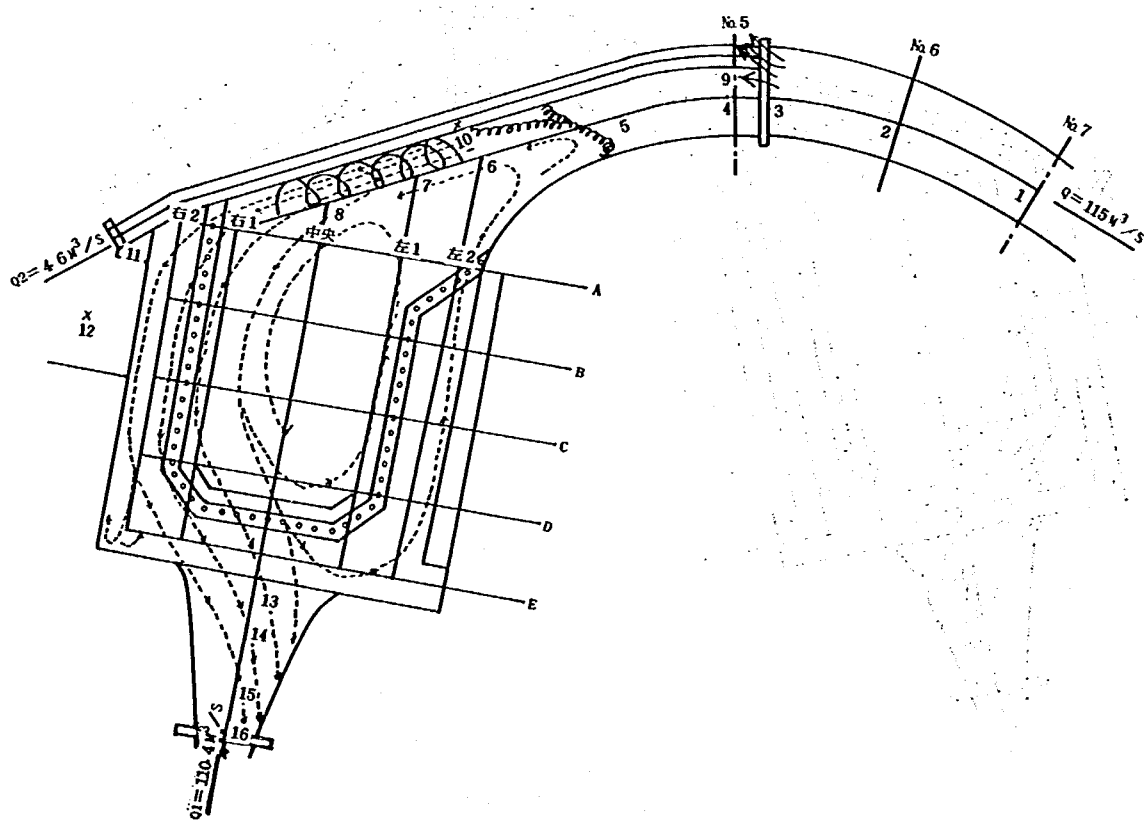


图-11 流 況 图

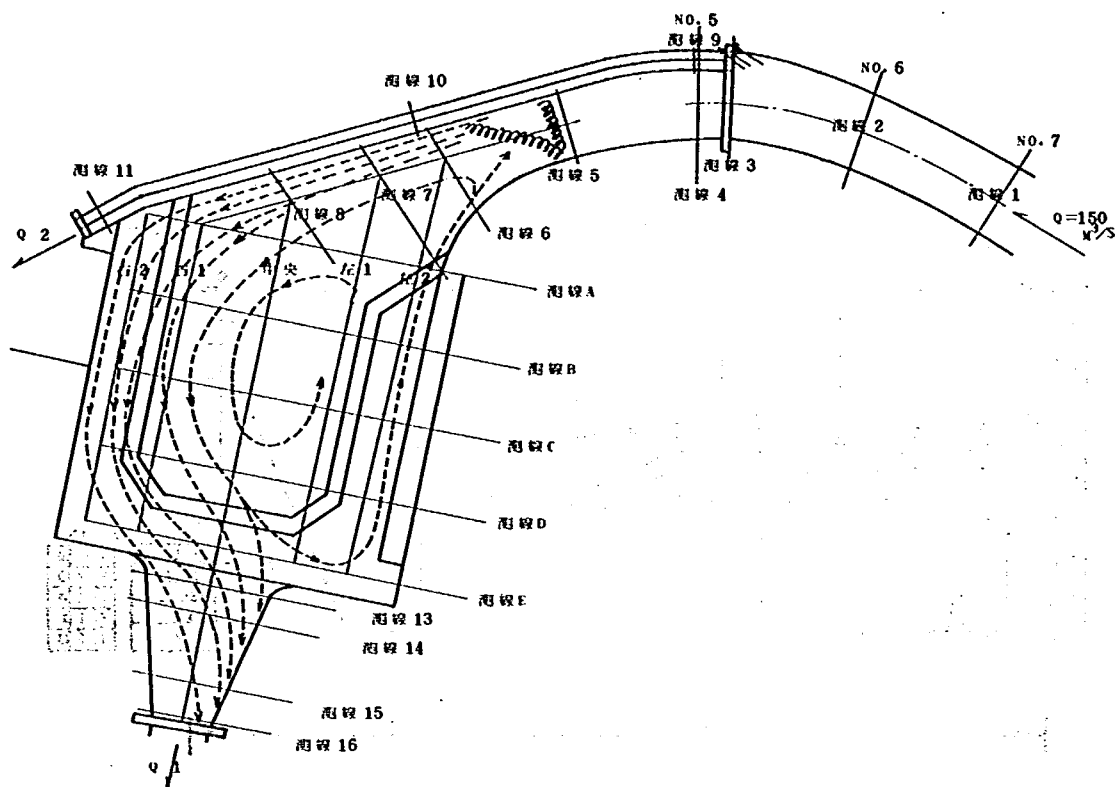


図-12 流況図

(2) 沈砂池の状況

図-9, 10, 11, 12 にみるように、池内の流れは上流河道からの流入の影響を受け、維持用水路左岸に沿って流れ、周囲堤に突き当たり向きを変え、周囲堤に沿って流れる。主流の中は沈砂池中の約 $1/3$ にすぎず、残りは大きな逆流域、渦域を形成している。主流内での流速は流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$, $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ では最大 $4 \text{ m}/\text{sec}$ ほどの流速を示し、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$, $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ では $4 \text{ m}/\text{sec}$ を越えている個所もある。また左岸側の逆流域内の流速は流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $2 \text{ m}/\text{sec}$, 流量 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$, $115 \text{ m}^3/\text{sec}$, $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $3 \text{ m}/\text{sec}$ 程度の最大値を示している。

図-13 は池内の平均縦断水位及び流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の横断水位を示したものである。平均縦断水位は設計流量時でも $H. W. L$ 以下となり、容易に流下することを示す一方、 $H. W. L$ に相当する水位では $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ を越える流量がトンネル内に流入することを示している。

また、池内に生ずる偏流と水面の激しい動揺によって横断的な水位差が大きく、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ では、最大 1.20 m にも及び、図に示すように測点によっては $H. W. L$ を越える場合もある。

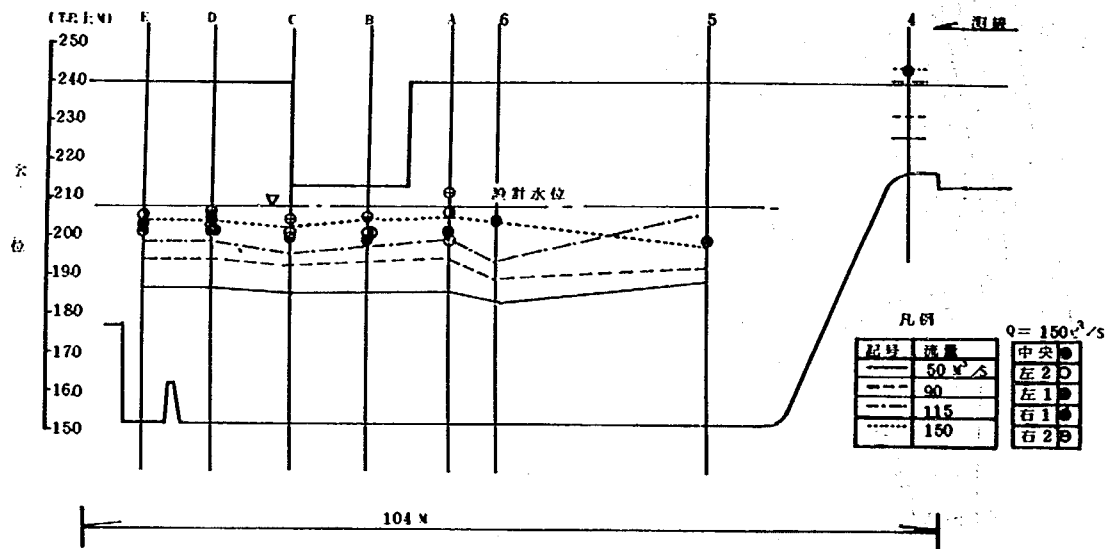


図-13 沈砂池内水位

(3) トンネル

トンネル内での流れは、沈砂池での右岸側への偏流の影響を顕著にうけ、結果として図-14に示すような波が発生する。この波は同流量のもとでは、時間的に位置・波高・波長等に変化のないいわゆる定常波である。図は流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ のものであるが、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ においても、同様の定常波が規模と発生位置を変えて存在した。波の発生は断面の余裕を小さくし、疎通能力を減少させるのでできるだけ避けることが望ましい。

トンネル内の流速は、実測水位から断面平均流速を算出して求め、それを表-4～7に整理した。表によると流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ では $7.3 \text{ m}/\text{sec} \sim 9.4 \text{ m}/\text{sec}$ 、流量 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ では $8.4 \text{ m}/\text{sec} \sim 9 \text{ m}/\text{sec}$ 、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ では $7.7 \text{ m}/\text{sec} \sim 8.7 \text{ m}/\text{sec}$ 、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ では $7.3 \text{ m}/\text{sec} \sim 8.5 \text{ m}/\text{sec}$ といずれも大きな値を示している。ちなみに Fr 数 ($Fr = v/\sqrt{gR}$) は、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr = 2.4 \sim 3.4$ 、 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr = 2.1 \sim 2.7$ 、 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr = 2.0 \sim 2.3$ 、 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr = 1.8 \sim 2.1$ といずれも射流で流下していた。

トンネル内の平均縦断水位を図-15に示す。図によると流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時でも相当の余裕がみられる。但し、図-14に示すように波の発生によって左右岸の水位差が 0.8 m 程度あることを考えれば、最高水位は平均水位より約 0.4 m 高くなる。

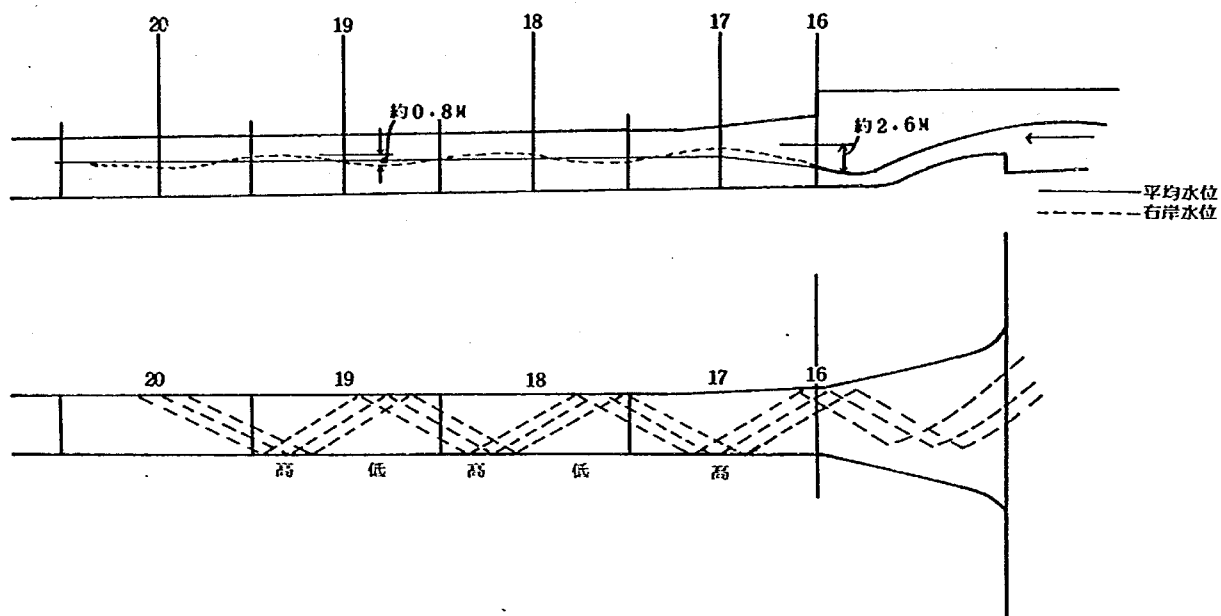


図-14 流況図

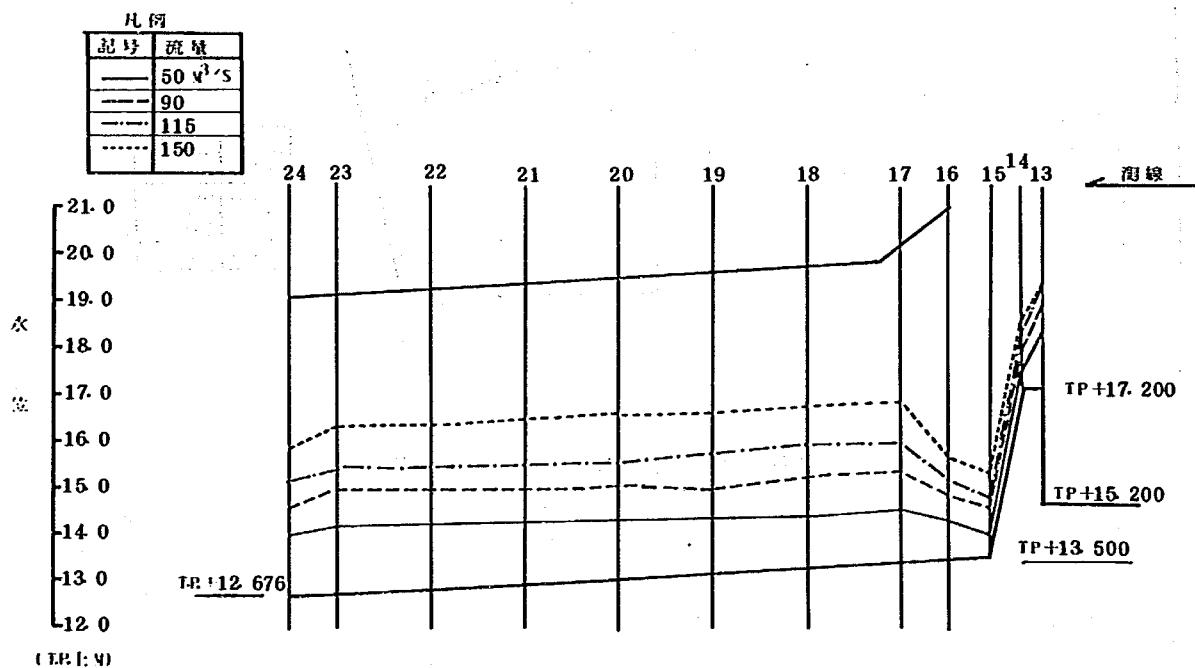


図-15 トンネル内水位

(4) 減勢池・カルバート

カルバート内の流れは設計流量時に Fr 数 0.8 程度の常流を目標として設計されているが表 - 4 ~ 7 の整理結果によると大阪湾潮位が T. P + 0.7 m の時、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr \approx 0.6$ 、流量 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr \approx 1.0$ 、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $Fr \approx 1.0 \sim 1.2$ 、設計流量の $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ では $Fr = 1.4 \sim 1.6$ となる。このように流れが射流となる原因は、減勢池での減勢が少ないためと思われる。また、減勢池では水面が非常に乱れ、それはカルバート内にも及んでいる。

図 16 は減勢池及びカルバート内の平均縦断水位を示したものである。減勢池及びカルバートはモルタル製作であるため、その粗度係数は $n_p = 0.023$ に近いものと思われる。そこで同図に $n_p = 0.023$ における設計水位（流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）を併せて示した。図によると水位は減勢池末端付近で最も高くなる。しかし、その地点においても設計水位までは 0.7 m の余裕があり、流過能力的には充分である。

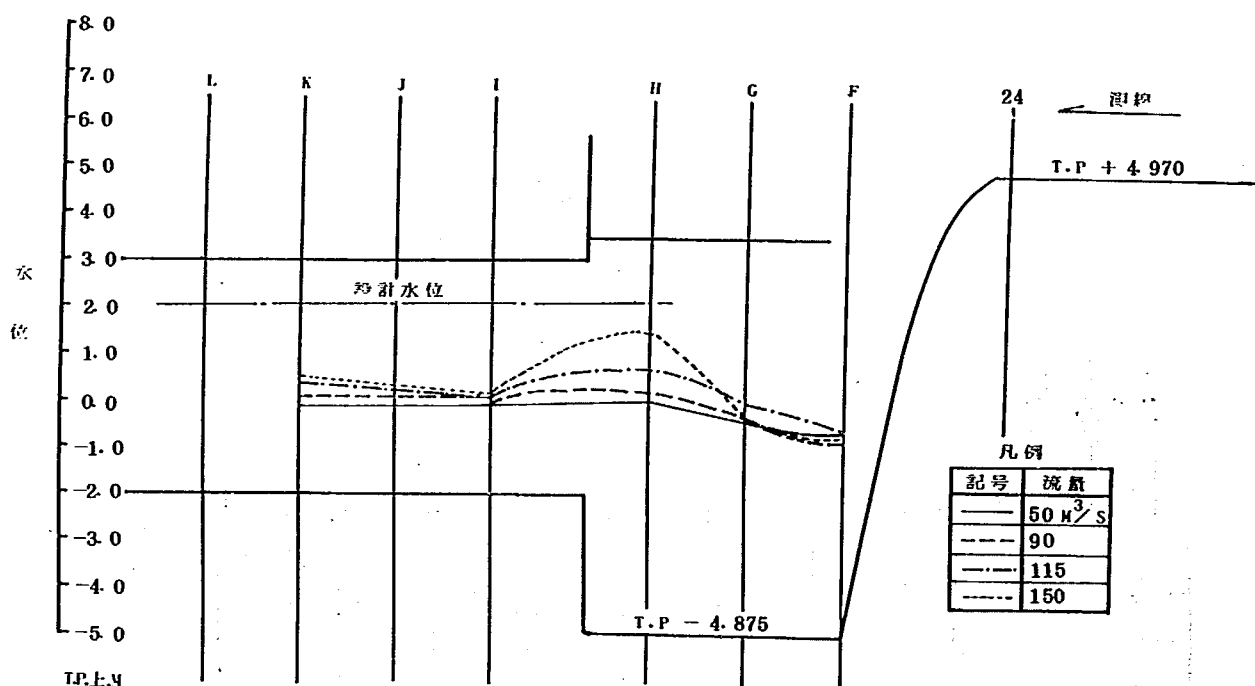


図 - 16 減勢池・カルバート内水位

表-4 実験ケース No. 1

実験条件: 流量: 50 m³/sec
下流水位: TP+0.7 m

位置	測点	計算河床高	水位 H(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	断面積	断面平均流速 V(m/s)	水深 R(m)	Fr 1数 Fr	Fr 2数 Fr	水面勾配 I
本 川	1		2386		556 569						
	2		2326								
	3		2371								
花 砂 池	4	217	2260	090	128 325						
	5	152	1888	368	238						
	6	152	1834	314	128 310						
	7				222 369						
	8				367 480						
	9		2331								
	10		2196								
	11		2144								
	12		2068								
	A	152	1864	344	216 196						
	B	152	1862	342	114 109						
	C	152	1858	338	092 125						
ト ン 口 上 流	D	152	1866	346	285 297						
	E	152	1867	347	303 289						
	13	172	1838	118		172	291	102	086	092	
	14	169	1751	061	589 448	731	684	055	280	295	
ト ン 口 上 流	15	1355	1401	046	832	393	1272	041	599	635	
	16	1350	1439	089		570	877	070	297	335	
	17	1344	1463	119		540	926	080	271	331	
	18	1332	1449	117		530	943	079	276	339	
	19	1321	1440	119		540	926	080	271	331	
	20	1309	1435	126		585	855	084	243	298	
	21	1297	1429	132		610	820	088	228	279	
	22	1285	1422	137		640	781	091	213	262	
ト ン 口 上 流	23	1273	1418	145		687	728	095	193	239	
	24	1268	1398	130	745 878	630	794	087	222	272	
減 勢 池	F	-488	-052	436	-190 105	5440	091	258			
	G	-488		467		5880	085	268	013	017	
	H	-488		477	149 160	6010	083	274	012	016	
カ ル バ イ ト	I	-190		192	461 473	2300	217	117	050	064	
	J				408 417						
	K	-195		192	413 133	2300	217	117	050	064	
	L				422 412						

$$Fr 1 = \frac{V}{\sqrt{g h}}$$

$$Fr 2 = \frac{V}{\sqrt{g R}}$$

表-5 実験ケース No. 2

実験条件： 流量：90 m³/sec
下流水位：TP+0.7m

位置	観点	計測河床高	水位 H(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	断面積	断面平均流速 V̄(m/s)	水深 R(m)	Fr 1数 Fr	Fr 2数 Fr	水面勾配 I
本 川	1		2480		622 702						
	2		2404								
	3		2382								
沈 砂 池	4		2316	1.46	1.32 426						
	5		1926	406	1.12						
	6		1895	375	1.25 1.90						
	7				1.36 2.15						
	8				2.60 3.63						
	9		2404								
	10		2204								
	11		2154								
	12		2082								
	A		1950	430	1.60 1.01						
	B		1934	414	0.81 0.42						
	C		1922	402	0.59 0.87						
	D		1943	423	2.36 2.42						
	E		1942	422	2.91 2.91						
ト ン 口 上 ル 流	13		1904	184		268	336	1.47	0.79	0.89	
	14		1789	0.99	384	119	756	0.85	2.43	2.62	
	15		1468	1.13	-0.02	97	928	0.90	2.79	3.12	
	16		1492	1.42		491	989	0.98	2.65	3.19	
ト ン ネ ル	17		1544	200		102	882	1.22	1.99	2.55	
	18		1534	202		103	874	1.23	1.96	2.52	
	19		1525	204		105	857	1.24	1.92	2.46	
	20		1508	1.99		10.1	891	1.21	2.02	2.59	
	21		1504	207		10.7	841	1.25	1.87	2.40	
	22		503	2.18		11.4	789	1.30	1.71	2.24	
	23		1500	227		120	750	1.33	1.59	2.08	
	24		1464	1.96	9.14 8.71	9.9	909	1.20	2.07	2.65	
減 勢 池	F		-0.73	1.15	-1.17 1.39	523	172	2.50			
	G		-0.10	478		602	150	2.72	0.22	0.29	
	H		0.39	527	1.64 2.11	66.4	136	2.87	0.19	0.26	
カ ル バ ー ト	I		0.16	206	3.43 2.64	24.7	364	1.22	0.81	1.05	
	J				3.66 3.65						
	K		0.15	210	3.30 3.47	25.2	357	1.24	0.79	1.02	
	L				3.32 3.52						

$$Fr 1 = \frac{V}{\sqrt{g b}}$$

$$Fr 2 = \frac{V}{\sqrt{g R}}$$

表-6 実験ケース Ⅲ 3

実験条件： 流 量：115 m³/sec
下流水位：TP+0.7m

位置	測点	計高河床 高	水 位 H(m)	水 深 h(m)	流 速 V(m/s)	断 面 積	断面平均流速 $\bar{V}$ (m/s)	住 深 R(m)	Fr 1 数 Fr	Fr 2 数 Fr	水面勾配 I
本 川	1		25.46		556 569						
	2		2438								
	3		2384								
比 沙 池	4		2406	236	478 325						
	5		2068	5.18	238						
	6		19.10	120	128 310						
	7				222 369						
	8				367 480						
	9		2424								
	10		2216								
	11		2153								
	12		20.11								
	A		1993	173	216 196						
	B		1973	453	104 109						
	C		1955	135	092 125						
	D		1981	461	285 297						
	E		1987	467	303 289						
ト ン 口 上 ル 流	13		19.16	226		329	350	1.72	0.74	0.85	
	14		1829	139	589 448	16.7	689	1.13	1.60	207	
	15		1486	131	802	11.2	1027	1.00	250	328	
	16		1522	172		11.0	10.15	1.12	255	315	
ト ン ネ ル	17		1602	258		139	827	1.45	1.64	219	
	18		1598	266		144	799	1.48	1.56	210	
	19		1580	259		140	821	1.55	1.63	217	
	20		1564	255		137	839	1.44	1.68	223	
	21		1558	261		141	816	1.46	1.61	216	
	22		1551	266		144	799	1.48	1.56	210	
	23		15.47	274		149	772	1.51	1.49	201	
	24		15.16	248	7.45 8.78	133	865	1.41	1.75	233	
減 勢 池	F		-0.11	4.44	-0.90 1.05	55.9	206	260	0.31	0.41	
	G		0.10	498		62.7	183	278	0.26	0.35	
	H		0.79	567	1.49 1.60	71.4	161	298	0.22	0.30	
カ ル バ イ ト	I		0.11	201	4.61 4.73	24.1	477	150	1.07	1.24	
	J				4.08 4.17						
	K		0.42	217	4.13 4.38	28.4	405	170	0.84	0.99	
	L				4.32 4.12						

$$Fr 1 = \frac{V}{\sqrt{g h}}$$

$$Fr 2 = \frac{V}{\sqrt{g R}}$$

表-7 実験ケース No. 4

実験条件: 流量: 150 m³/sec
下流水位: TP+0.7m

位置	測点	計測河床高	水位 H(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	断面積	断面平均流速 V̄(m/s)	水深 R(m)	Fr1数 Fr	Fr2数 Fr	水面勾配 I
本 川	1		2634		512 525						
	2		2192								
	3		2140								
沈 砂 池	4		2112	272	750 555						
	5		1998	478	299						
	6		2042	522	-271 223						
	7				199 201						
	8				360 351						
	9		2432								
	10		2214								
	11		2156								
	12		2088								
	A		2053	533	282 377						
	B		2025	505	106 127						
	C		2021	501	086 042						
	D		2038	518	308 121						
	E		2040	520	364 349						
ト ン 口 ネ 上 ル 流	13		1993	273		398	377	199	0.73	0.85	
	14		1860	170	671	204	735	133	1.80	2.04	
	15		1546	191	1099 908	163	920	132	2.13	2.55	
	16		1572	222		142	1056	131	2.26	2.95	
ト ン ネ ル	17		1690	346		196	765	172	1.31	1.86	
	18		1688	356		202	742	174	1.26	1.80	
	19		1680	359		204	735	175	1.24	1.77	
	20		1664	355		201	746	174	1.26	1.81	
	21		1652	355		201	746	174	1.26	1.81	
	22		1638	353		200	750	173	1.28	1.82	
	23		1636	363		206	728	176	1.22	1.76	
	24		1584	316	940 1028	176	852	163	1.53	2.13	
減 勢 池	F		-061	427	-126 178	538	279	254			
	G		009	497		626	240	278	0.34	0.46	
	H		157	645	183 214	813	185	319	0.23	0.33	
カ ル バ イ ト	I		027	217	642 656	260	577	126	1.25	1.64	
	J				612 604						
	K		054	249	552 465	299	502	136	1.02	1.38	
	L				580 561						

$$Fr1 = \frac{V}{\sqrt{g h}}$$

$$Fr2 = \frac{V}{\sqrt{g R}}$$

(2) 計画原案における問題点・問題箇所

前述した実験結果から問題点・問題箇所を整理すると表-8のようになる。

表 - 8

区分	項目	問題点・問題箇所	原因
本 川		・維持用水路右岸への流水のはね上がり	・維持用水確保の為の分水堰
		・ $5.0\text{ m/sec} \sim 7.0\text{ m/s}$ の流速	
沈 砂 池		・偏流によって生ずる，主流側の大きい流速（沈砂効果減）	・放水路の平面的な取付方向がもたらす偏流
		・流量 $150\text{ m}^3/\text{sec}$ でH. W. Lを越える水位	
トンネル部		・左右岸に交互に発生する定常波	・沈砂池に生じる偏流と縮流
		・トンネル河床での大きい流速	
減勢池 カルバート		・カルバート内が射流で流下しており，水面の乱れも激しい	・減勢池での減勢効果が小さい。

(3) 改良案実験

(1) 問題点・問題箇所対策

ケースⅨ～Ⅻにおいては，表-9及び図-17～19に示すような対策工構造物の設置と模型改造とを行った。

表 - 9 対 策 工

ケースⅨ	分 水 堰	副 ダ ム	トンネル呑口	減 勢 池
9	計 画 原 案	A 案	計 画 原 案	拡 大 I 案
10	埋 戻 し 案	〃	〃	〃
11	〃	B 案	落 下 型 案	拡 大 II 案
12	〃	C 案	〃	〃

表-9における各案を説明すると，

○ 分 水 堰

埋戻し案 …… 流水のはね上り阻止の為，分水堰は埋戻して分水方法は別途検討する。

○副ダム

沈砂池内の偏流抑制を目的に沈砂池内の上流側に設置した構造物である。

A案 … 図-17に示すように、高さ2mの副ダムを設置した。

B案 … 図-17に示すように、A案と同じ規模の副ダムを方向を変えて設置した。

C案 … 図-17に示すように、副ダム高を1m高くしB案同様に配置した。

○トンネル呑口

トンネル呑口の改良によってトンネル内の波の発生を防ぐことを目的とした。

落下型案 … 図-18に示すように、シュート部を取り去った。

○減勢池

減勢効果を増す目的で巾及び深さ方向の拡大を行った。

拡大Ⅰ案 … 図-19に示すように、計画原案河床をさらに2m掘り下げた。

拡大Ⅱ案 … 図-19に示すように、巾を計画原案の2倍とした。なお、河床高は拡大Ⅰ案同様である。

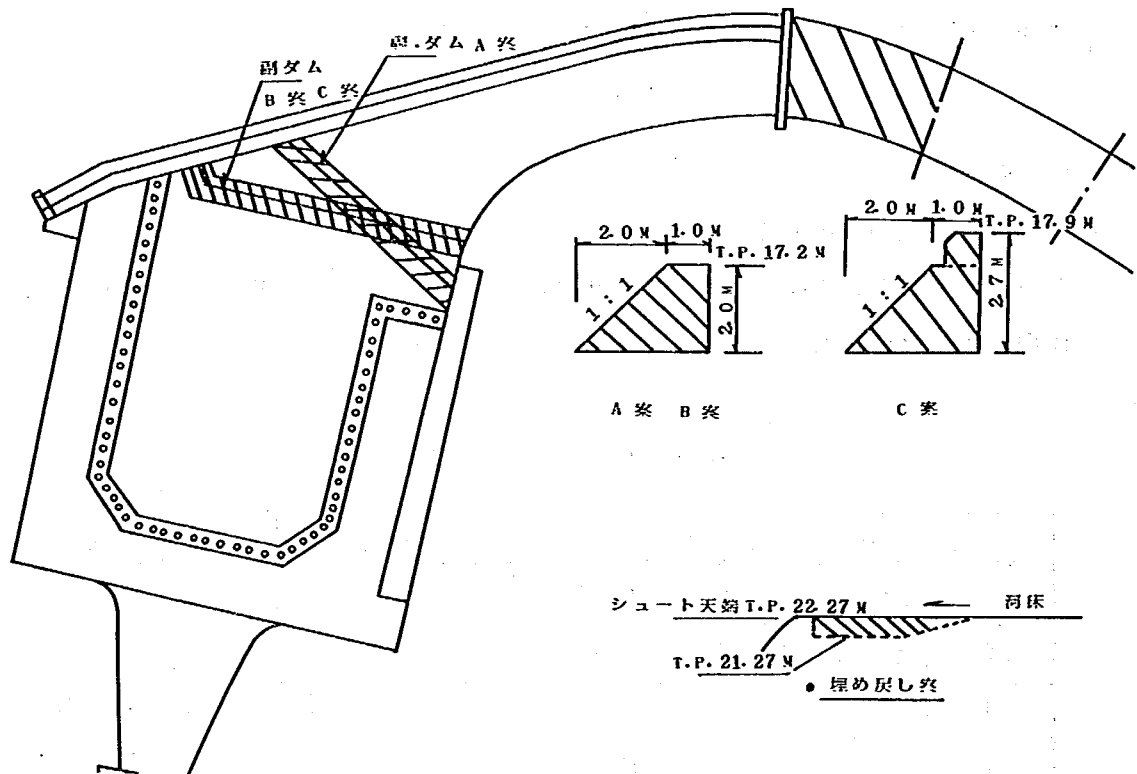


図-17 対処工法概要図

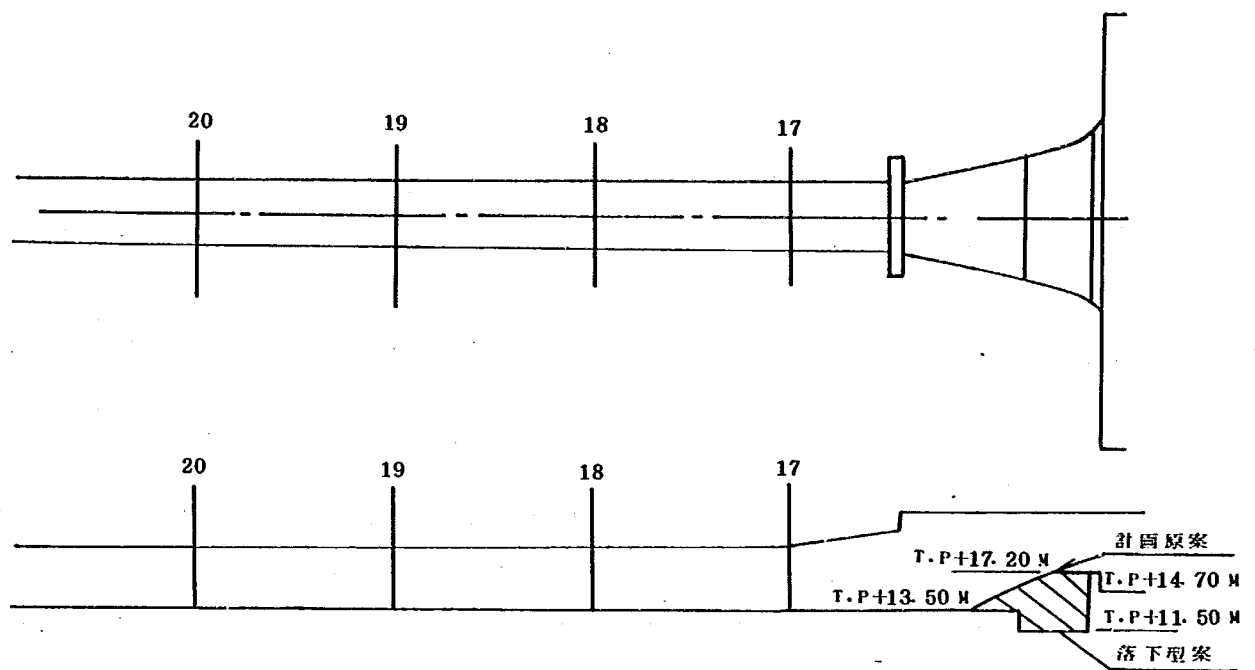


図 - 18 対処工法概要図

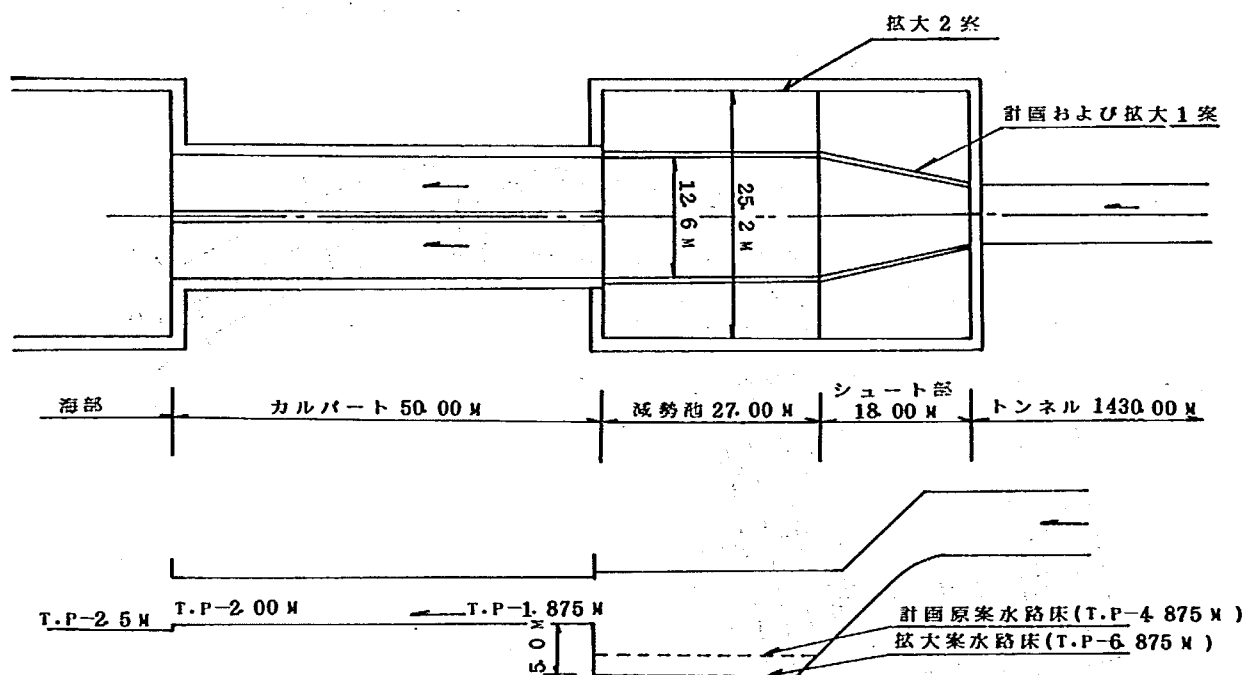


図 - 19 対処工法概要図

(2) 改良案実験結果

以下各ケースごとの結果について述べる。

(2)-1 ケースⅡa 9 ($Q=115 \text{ m}^3/\text{sec}$)

副ダムを設置したことによって、図-20に示すように池内の流れは、全巾を有効に使い、計画原案にみられた偏流・渦等は姿を消している。そのため、最大流速は $1 \text{ m}/\text{sec}$ 以上低減し、左右岸の横断水位差も小さな値となっている。しかし、副ダム周辺の水面は乱れが激しく、特に副ダム上では河床から上昇する流れがあり、湧出流の様相を呈している。副ダム周辺を除くと図-21に示すように縦断的な水位は、ケースⅡa 3 とほとんど同様である。

沈砂池で安定した流れはトンネル内に一様に流入するが、トンネル流入シュート部で射流に転じ、また流入シュート部が漸縮となっていることから、計画原案実験で左右岸に寄っていた波は、図-22のように中央に移動した。しかしながら流れ自体は安定している。

流速は $7 \sim 8 \text{ m}/\text{sec}$ と計画原案実験より少し小さめではあるが、相変らず大きいものとなっている。減勢池では、 2 m 掘り下げたことの効果がよくあらわれ、水面の乱れは少なくなるとともに、表-10によればガルバート内の Fr 数も 0.9 程度と小さくなっている。ガルバート内水位は図-23のように平均 50 cm 程度上昇しているが、計画高水位以下であり特に問題はない。

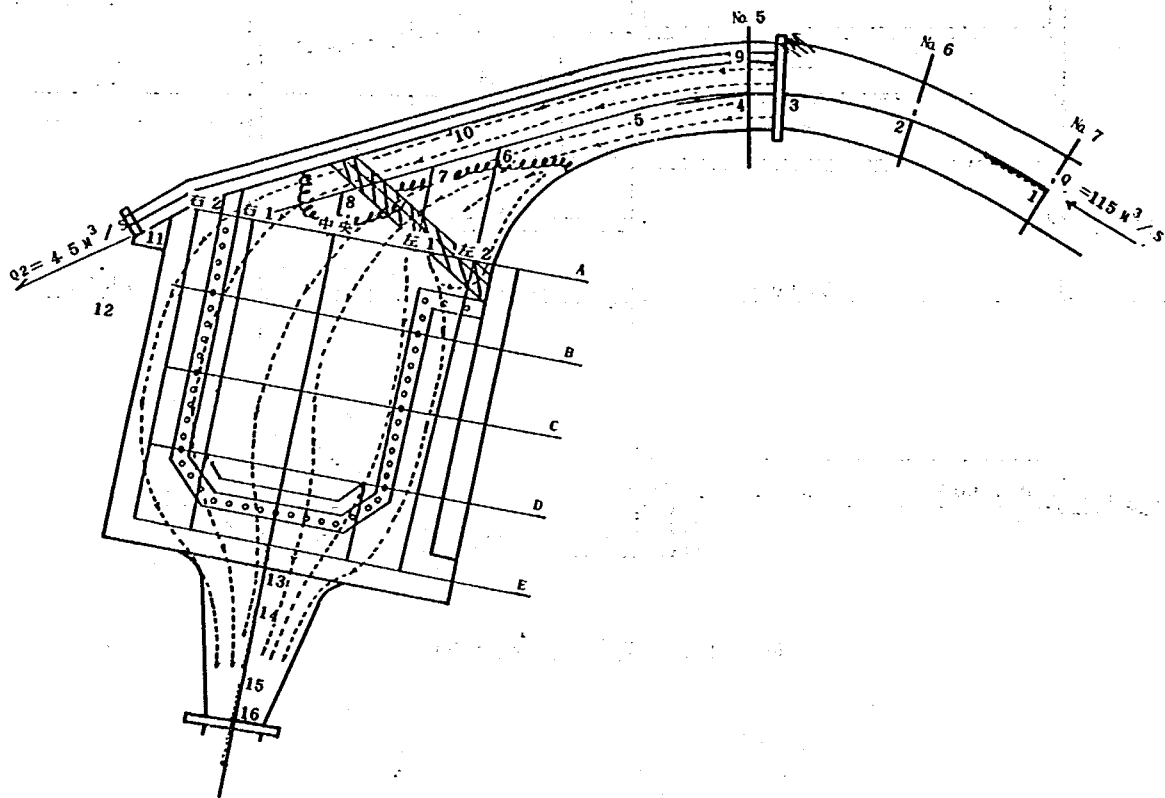


図-20 流 況 図

表-10 実験ケース No. 9

実験条件: 流量: 115m³/sec
下流水位: TP+0.7m

位置	測点	計測河床高	水位 H(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	断面積	断面平均流速 V̄(m/s)	水深 R(m)	Fr 1 数 Fr	Fr 2 数 Fr	水面勾配 I
本 川	1	2232	2483	251	986	1795	641	1603	1.29	1.62	
	2	2212	2409	197	801	1478	778	1381	1.77	2.11	
	3		2396								
沈 砂 池	4	21.7	24.37	267	926 175						
	5	152	1935	415	188						
	6	152	1913	393	166 402						
	7				156 220						
	8				392 201						
	9		2429								
	10		22.11								
	11		21.53								
	12		20.11								
	A	152	1974	451	262 410						
	B	152	1979	459	076 043						
	C	152	1975	455	035 025						
ト 存 ン 口 ネ 上 ル 流	D	152	1981	461	096 080						
	E	152	1980	460	249 271						
	13	17.2	19.11	191		2783	413	151	0.95	1.07	
	14	169	1784	094	638 776	1127	1020	081	336	362	
ト ン ネ ル	15	1355	1471	116	1130 1065	992	1159	091	343	388	
	16	1350	1534	184		1178	976	117	230	288	
	17	1341	1578	234		124	927	136	194	253	
	18	1332	1612	280		153	752	152	144	195	
	19	1321	1592	271		148	777	150	151	203	
	20	1309	1584	275		150	767	151	148	199	
	21	1297	1588	291		160	719	156	135	184	
	22	1285	1582	297		163	706	158	131	109	
波 勢 池	23	1273	1596	323		120	639	165	114	159	
	24	1268	1534	266	980 870	144	799	148	156	210	
	F	-688	081	769	121 161	9689	119	346	014	020	
	G	-688	054	742		9349	123	341	014	021	
カ ル バ ー ト	H	-688	120	808	196 158	10181	113	354	013	019	
	I	-190	096	286	417 436	3432	335	146	063	089	
	J				414 436						
	K	-195	079	274	394 393	3288	350	143	068	093	
	L				396 373						

$$Fr 1 = \frac{V}{\sqrt{g h}}$$

$$Fr 2 = \frac{V}{\sqrt{g R}}$$

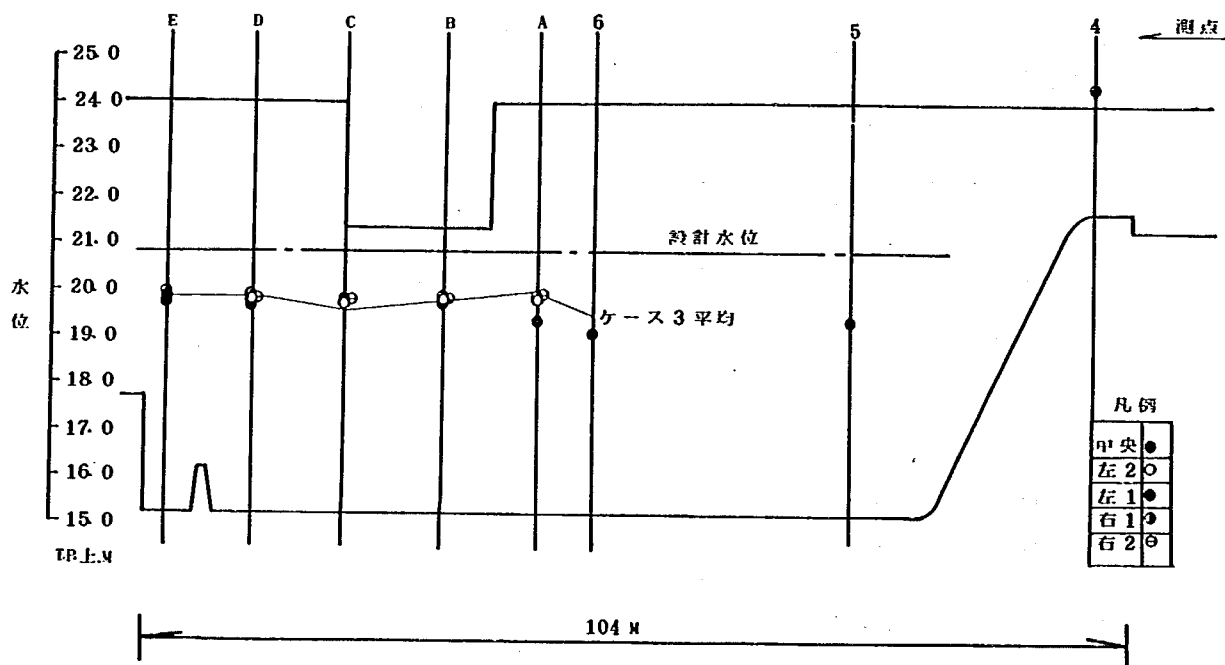


図 - 2 1 沈砂池内水位

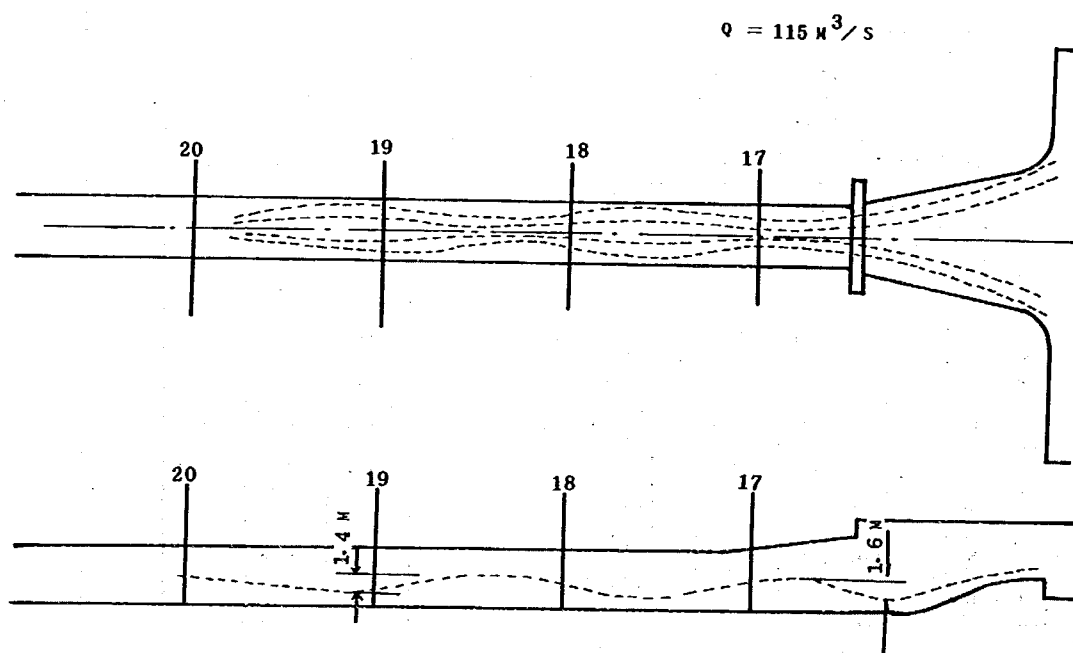


図 - 2 2 流 況 図

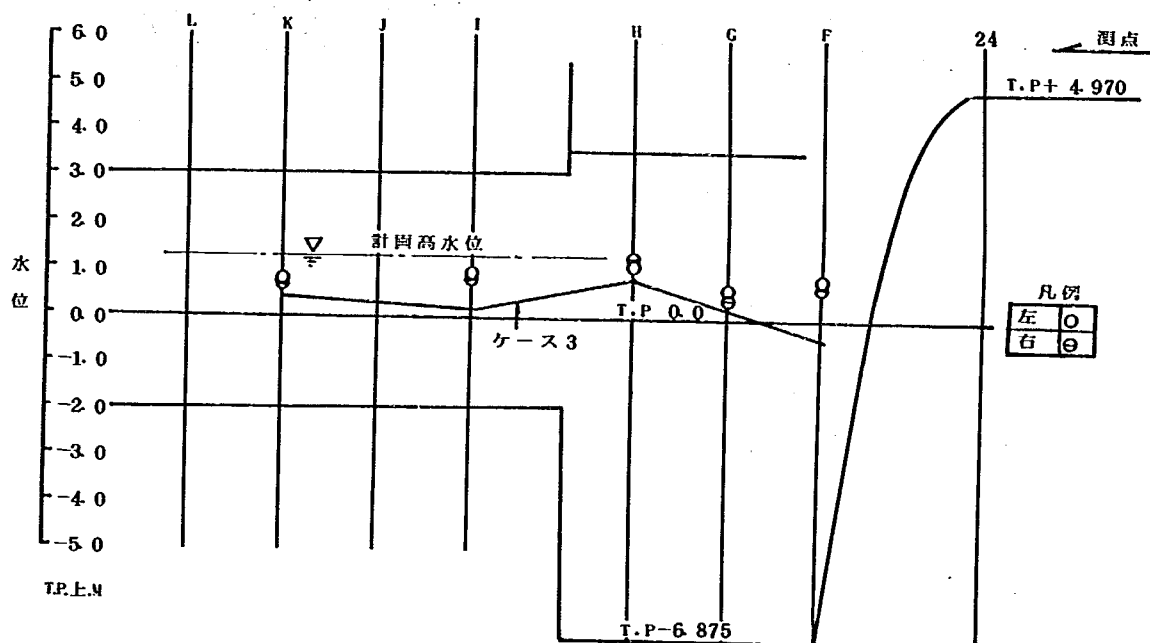


図-23 減勢池カルバート内水位

(2)-2 ケース10 ($Q = 115 \text{ m}^3/\text{sec}$)

このケースは、分水堰を埋戻して維持用水路右岸側への流水のはね上がりの有無を検討するとともに、埋戻したことによって沈砂池の流況に与える影響を調べた。但し、トネル流入口下流における状況はケース10と同様と思われることから、水位、流速の測定は省略した。

分水堰を埋戻することによって維持用水路右岸側へののはね上がりは皆無となる。一方沈砂池に与える影響も、図-24、25の流況・水位及び目視観察からほとんど見受けられない。

本川の水位は、図-26のとおりであり、測定範囲が短いために流過能力の判別が難しいが、目視によると模型範囲内には計画堤防を越える箇所はなく、 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ は流過可能と推定される。しかし、流速は最大 $8 \text{ m}/\text{sec}$ 強、断面平均で $6 \sim 6.5 \text{ m}/\text{sec}$ と分水堰がある場合より増加しており、護岸や河道内構造物の維持にはより一層の配慮が必要である。

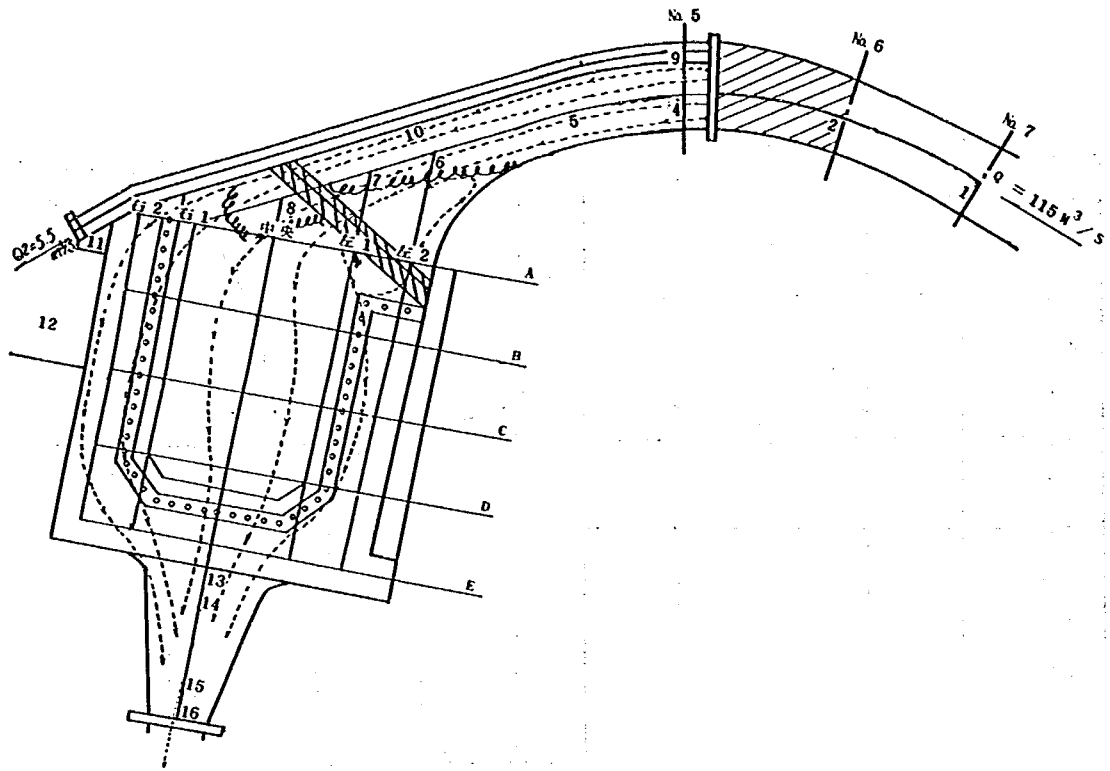


图 - 2 4 流 况 图

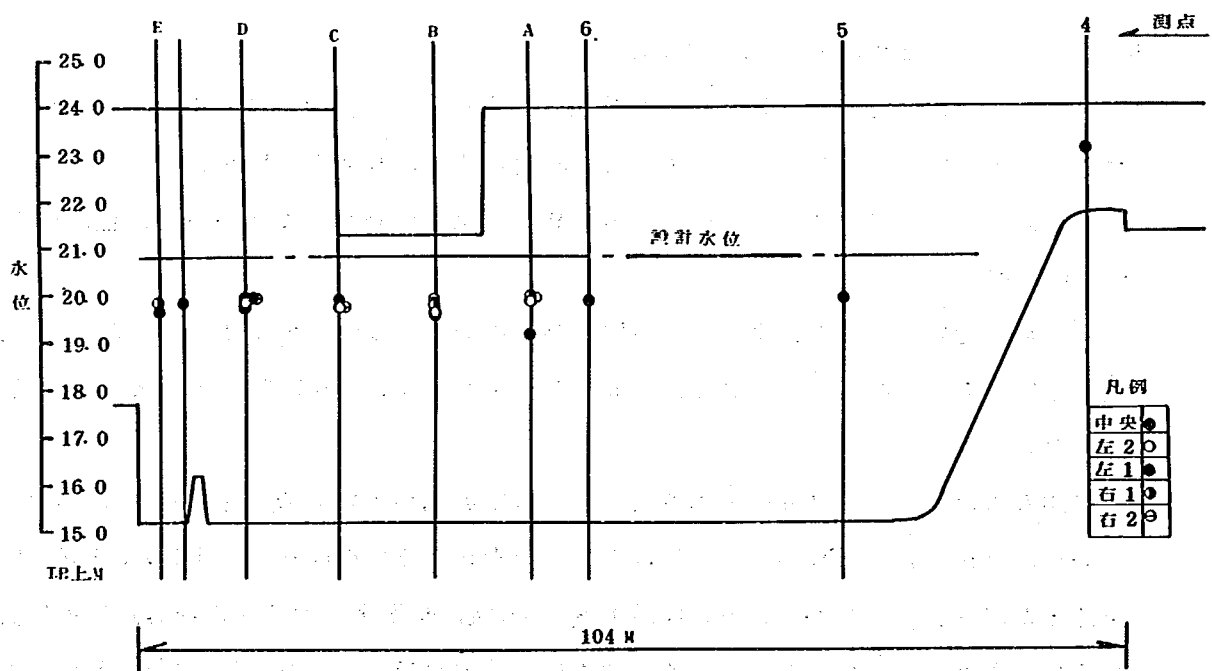


图 - 2 5 沈砂池内水位

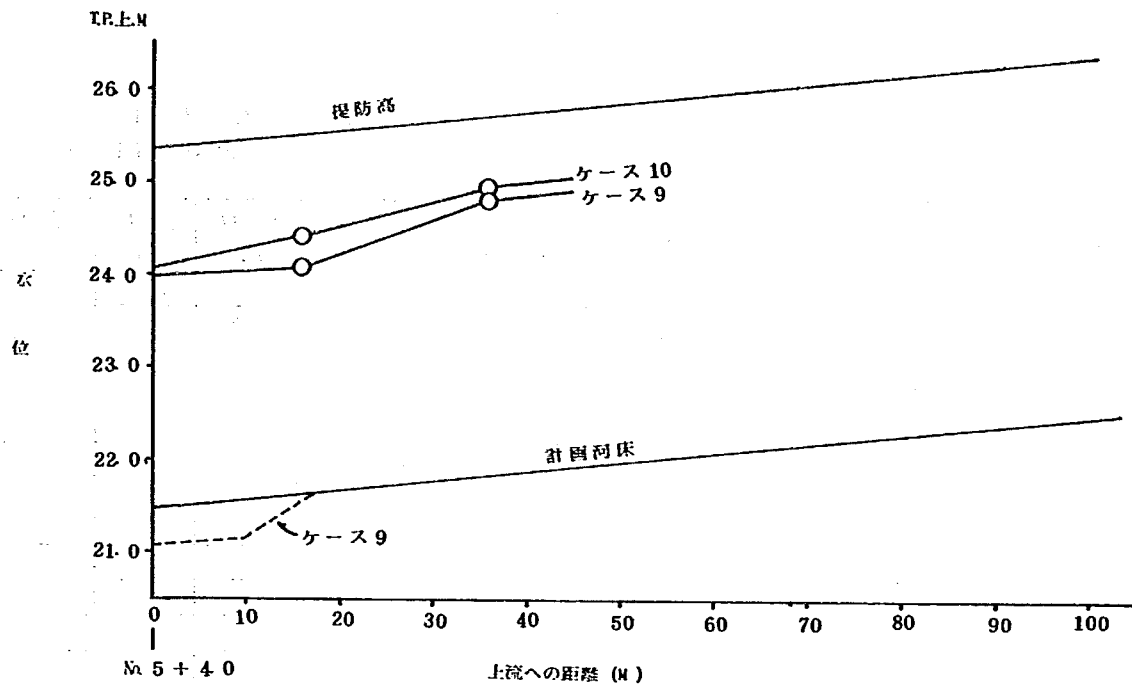


図-26 本川水位

(2)-3 ケース 11 ($Q=115 \text{ m}^3/\text{sec}$)

本川の流れは、ケース 10 と同様である。

沈砂池は副ダムを B 案としたことによって図-27のごとく計画原案実験の流れに近いものとなり、沈砂池右岸側に偏流し、左岸側では渦を形成している。しかし、計画原案の同流量のケース 3 と比較すれば、偏流側の最大流速は 3 m/sec と 1 m/sec 程度減少し、また渦域の規模も半分程度となっており、水面自体も安定している。

なお、水位は図-28のように、ケース 9, 10 とほとんど変化のないものとなっている。

トンネル内の流れは、流入シュート部を落下式としたことにより、入口で常流となり、シュート式の時にみられたような定常波は発生していない。但し、シュート部とトンネル断面の取付の関係で入口から 15 m 地点に図-29に示すような水面上昇がある。図-30にみるように水位はその地点で計画原案よりおよそ 2 m 高くなり、その他の模型区間でも $0.5 \sim 0.8 \text{ m}$ 高くなっている。また、流速は落下直後では $2 \sim 4 \text{ m/sec}$ と小さく、トンネル内でもシュート式の場合より $1 \sim 2 \text{ m/sec}$ 減少の $6 \sim 7 \text{ m/sec}$ となっている。減勢池では巾を 2 倍としているので、水面は深さの拡大だけのケースより一層安定しているが、図-31にみるように拡大部分は渦域となる。また、カルバート内の流速も $3 \sim 4 \text{ m/sec}$ とケース 9 と同様の値を示すことから、減勢効果は向上していないと思われる。水位は図-32に示すとおりである。

表-11 ケースにおける水理量

実験条件: 流量: 115

下流水位: TP+0.7

位置	測点	計画 河床高	水位 H(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	断面積 (m ²)	断面平均流速 $\bar{V}$ (m/s)	径深 R(m)	Fr ₁ 数 Fr ₁	Fr ₂ 数 Fr ₂	水面勾配 I
本 川	1	2232	2493	261	819	1879	612	1620	1.21	1.54	
	2	2212	2442	230		1754	656	1539	1.38	1.69	
	3		2377								
沈 砂 池	4	217	2324	154	1039						
	5	152	1933	413							
	6		1877		833						
	7				677						
	8				367						
	9		2343								
	10		2213								
	11		2153								
	12		2092								
	A	152	1931	411	224						
	B	152	1953	433	080						
	C	152	1946	426	150						
ト ン ネ ル 池	D	152	1956	436	252						
	E	152	1949	429	268						
	13	172	1890	170		2477	464	138	1.13	1.26	
	14	1160	1719	559		6702	172	289	0.23	0.32	
	15	1355	1790	435		3719	309	216	0.47	0.67	
	16	1350	1751	401		2566	448	178	0.71	1.07	
	17	1344	1786	442		2560	449	191	0.68	1.04	
	18	1332	1642	310		1720	669	162	1.21	1.68	
ト ン ネ ル	19	1321	1631	310		1720	669	162	1.21	1.68	
	20	1309	1615	306		1700	676	160	1.23	1.71	
	21	1297	1618	321		1800	639	165	1.14	1.59	
	22	1285	1623	338		1900	605	170	1.05	1.48	
	23	1273	1613	340		1920	599	171	1.04	1.46	
	24	1268	1524	256	9.77	1380	833	144	1.66	2.22	
	F	-6.88	1.20	808	-0.99	20362	0.56	492	0.06	0.08	
減 勢 地	G	-6.88	1.46	834		21017	0.55	502	0.06	0.08	
	H	-6.88	1.50	838	-1.05	21118	0.54	503	0.06	0.08	
カル バ ー ト	I	-1.90	0.82	272	417	3264	352	187	0.68	0.82	
	J				389						
	K	-1.95	0.91	286	386	3432	335	194	0.63	0.77	
	L				347						

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$Fr_2 = \frac{V}{\sqrt{gr}}$$

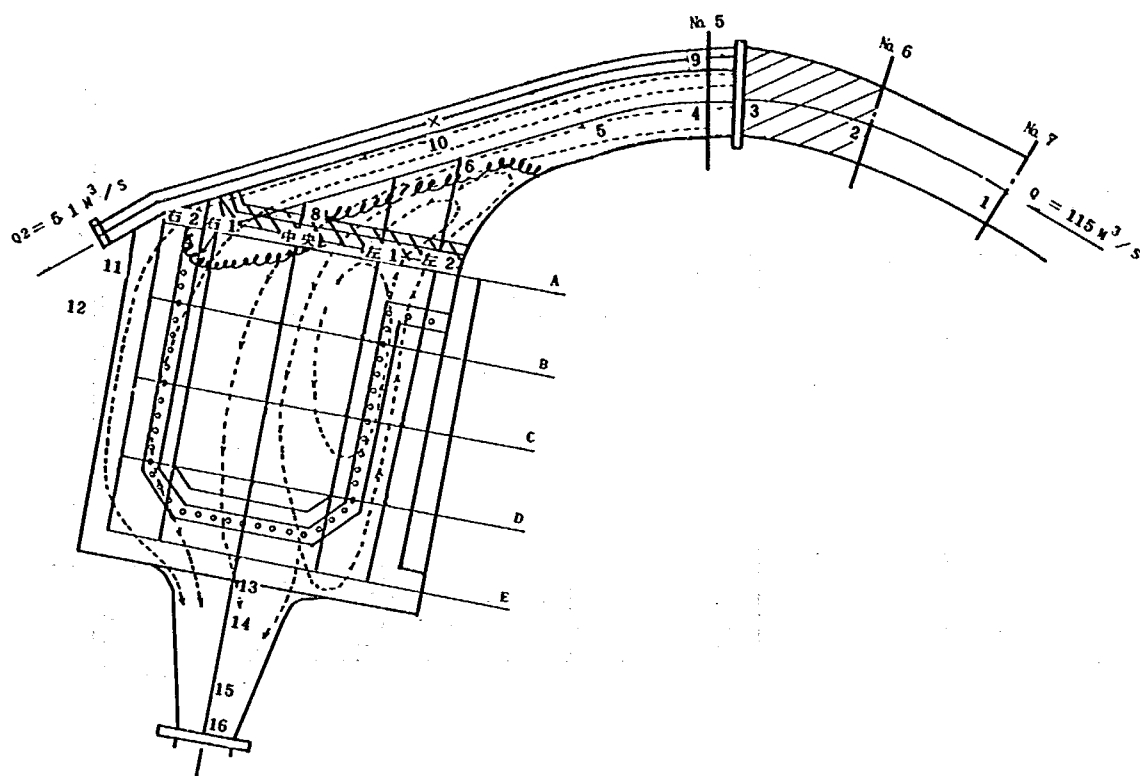


图-27 流 況 图

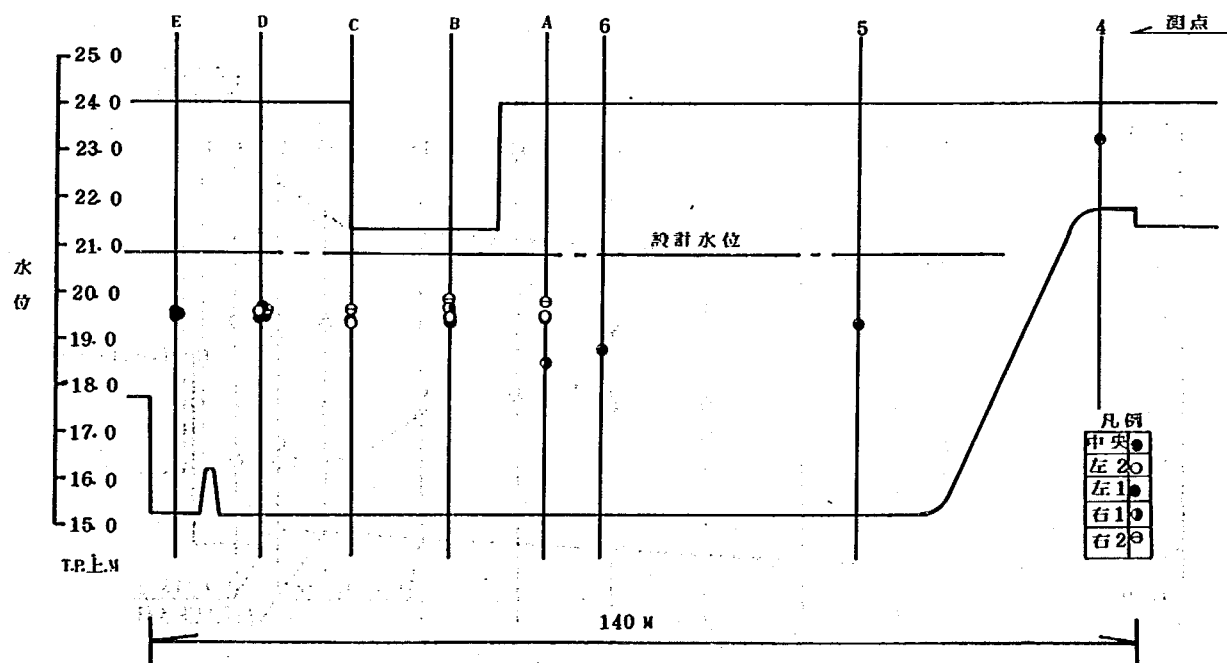


图-28 沈砂池内水位

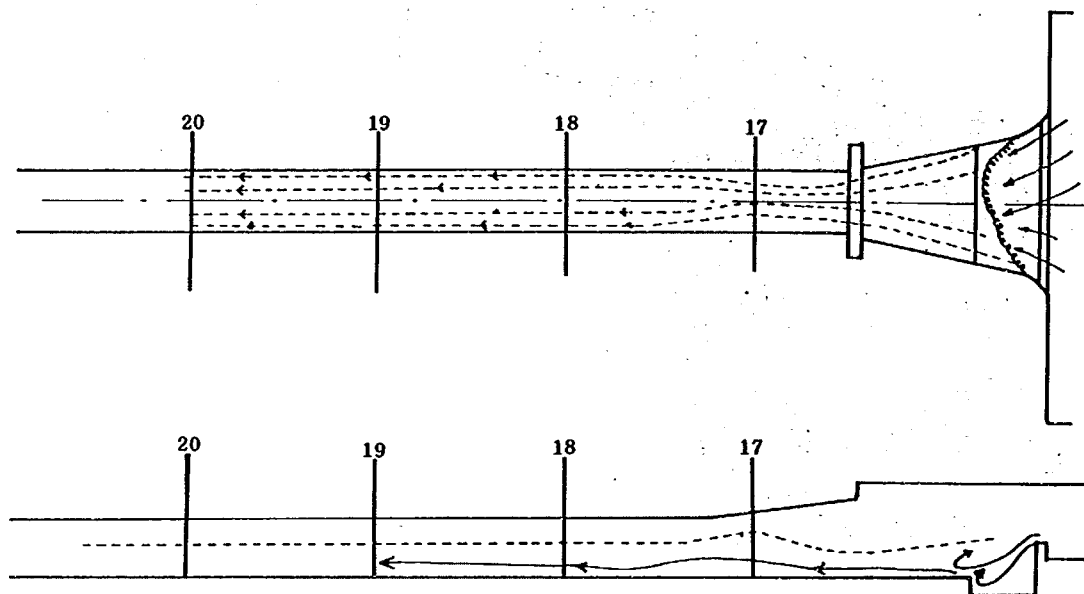


図 - 2 9 流 況 図

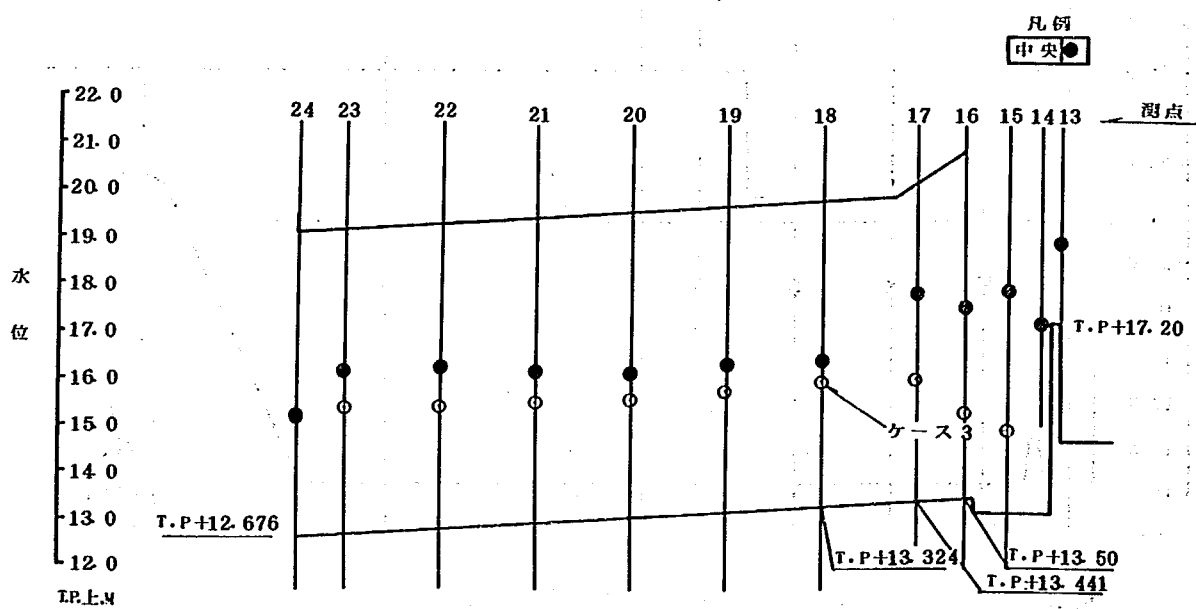


図 - 3 0 トンネル内水位

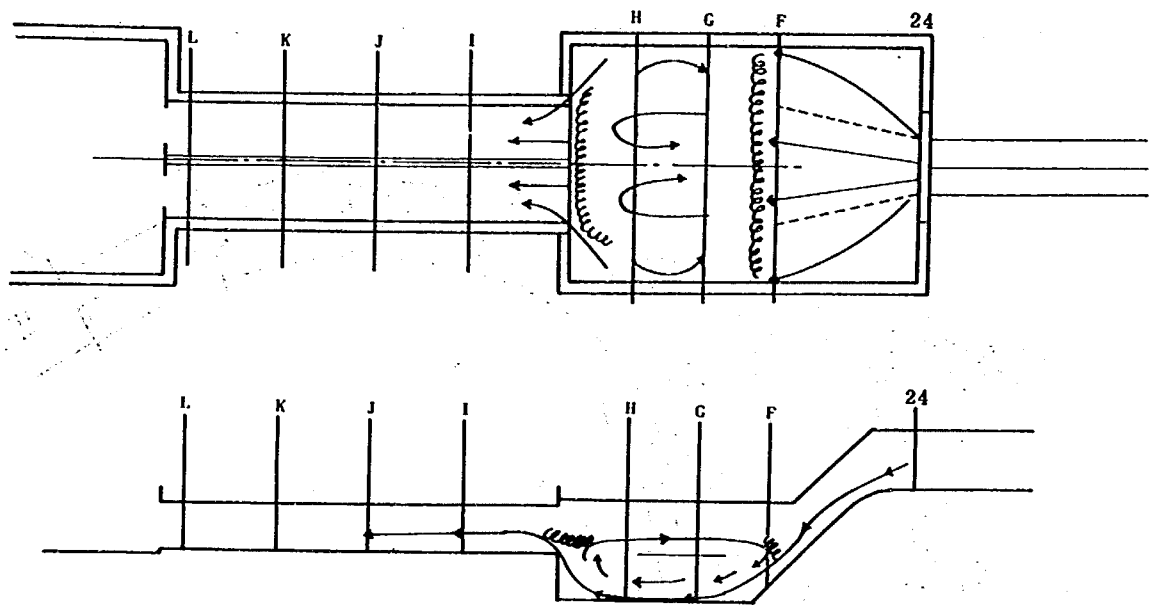


図-31 流況図

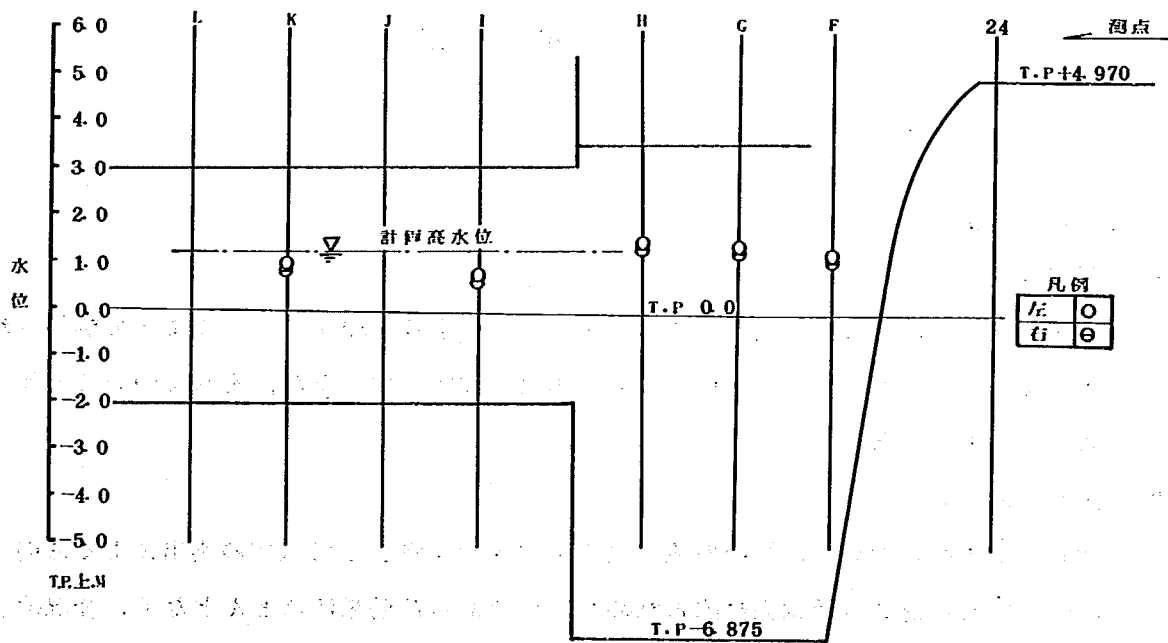


図-32 カルバート内水位

(2)-4 ケース 12 ($Q = 115 \text{ m}^3/\text{sec}$)

副ダム高を 1 m 高くした場合でも、沈砂池の基本的な流況はケース 11 の結果と大差ない。しかし、図-33 に示すように偏流及び渦の規模は多少小さくなり、最大流速も $2.5 \text{ m}/\text{sec}$ と減少している。その他の個所についてはケース 11 と同様である。

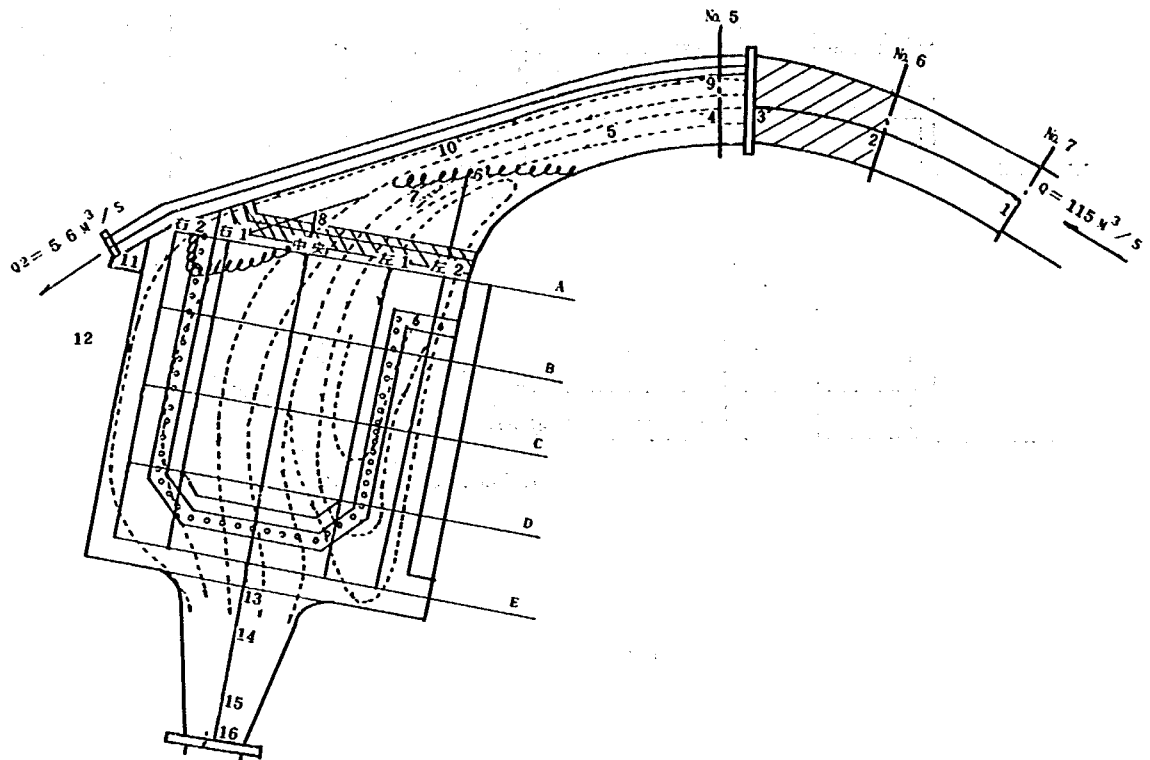


図-33 流況図

(4) 改良案実験まとめ

(1) 本川について

本川において問題となる流水のはね上がりは、分水堰を埋戻すことによって解消される。分水堰を埋戻すことによってあらたに分流施設の問題が生じるが、それについても比較的容易に解消可能である。

(2) 沈砂池について

計画原案実験において、池内の流況改善（整流化）策として水制の突出による流向規制等についても検討され予備実験的にためしたのであるが効果はほとんどなく、流況改善には副ダムの効果が大きかった。

副ダムの設置位置によって池内流況は相当に変化する。偏流を抑制するという点では、明らかにケース 9 の方が好ましい。沈砂効果については、沈砂実験で述べる。

(3) トンネルについて

トンネル流入口での処理は、シュート式、落下式それぞれ一長一短ある。

シュート式はトンネル断面の余裕に関する限り、最大波高（模型区間のみの140m）を考えても問題はない。しかし、長いトンネルに沿っての波の減衰および増大が今のところ未知で問題として残る。

落下式はまだ1ケースしかないが、今のタイプでは常流化による水面上昇の他、漸縮の影響により流入口より下流15m附付のところで1つの定常波が生ずる。したがって、落下式の改善策として定常波の発生する下流までトンネル断面を拡大する、流入口までの距離を長くとり、漸縮の影響を軽減する、およびもう少し射流に近い落とし方をするなどが考えられる。

(4) 減勢池・カルバートについて

減勢池における巾の拡大はカルバート巾より拡げても渦域となることから、減勢効果の向上はそれほどみられない。深さ方向の拡大はケースNo.9の結果にみるように効果が大きい。

(5) 沈砂実験

(1) 塩屋谷川河床材料及び実験使用砂

塩屋谷川の河床材料は、図-34、35に放水路上流河道の表層及び表層下50cmのものについて示す。いずれもその平均粒径は1cm弱と非常に細かい粒径のものが主となっている。図-36はそれを単純縮尺(1/20)したものである。しかし、実験でこのように細かいものも含む粒度分布を調整することは困難であり、また、沈砂実験の目的は沈砂する粒径、沈砂位置、沈砂面積等にあるため、粒度分布形を厳密に合わせる必要はない。図-36に●印で示したのが実験に用いた粒度分布で、最小粒径は現地換算で1.5%, 最大粒径は5cmである。現地には1.5%以下のものが30~45%程度存在するが、これらについては実験に用いた最小粒子が沈砂するか否かで判断することとした。

(2) 実験使用砂の動きやすさの検討

現地及び模型河道における限界掃流力の比(τ_o/τ_c)による流砂の活発性から、1/20と単純縮尺した時の粒子の動きやすさの検討を行った。

現地における平均粒径の限界掃流力は、

$$U \cdot C P^2 = 8.09 d = 61.08 \text{ cm/sec}^2$$

ここで、 $U \cdot C P$ ；現地限界掃流力

d ；現地平均粒径 7.55 mm

模型の縮尺は 1/20 であるから、模型上の限界掃流力は、

$$U \cdot C m = 61.08 \times 1/20 = 3.05 \text{ cm/sec}^2$$

となる。ここでシールズ関数全体の平均値

$$U \cdot C^2 / (\sigma / 9 - 1), \quad g d \approx 0.05$$

を用いると ($\sigma = 2.65$ とする)

$$d = \frac{3.05}{980 \times 1.65 \times 0.05} = 0.038 \text{ cm}$$

と概略の値を得る。

実験に用いた砂の平均粒径は $d_m = 0.0587$ と現地に比べて相当動きにくいものとなっている。したがって、沈砂池への沈砂量が過大評価される可能性があるので、実験結果は注意深く考察することとした。

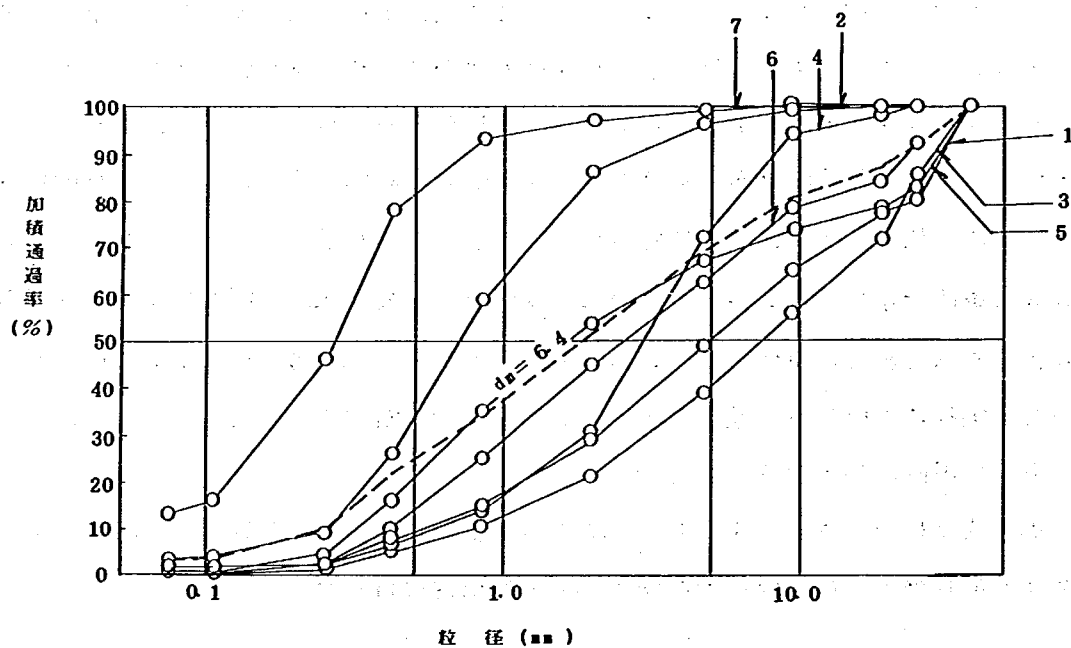


図 - 3 4 塩屋川粒度分布 (放水路上流の表層部)

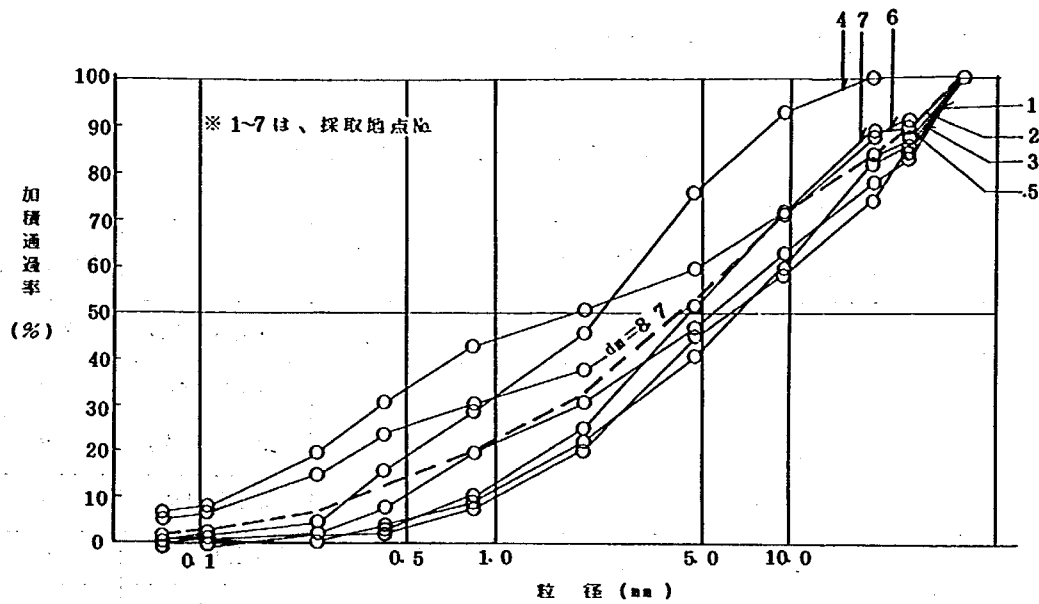


図-35 塩屋川粒度分布 (放水路上流の表層部より50cm下)

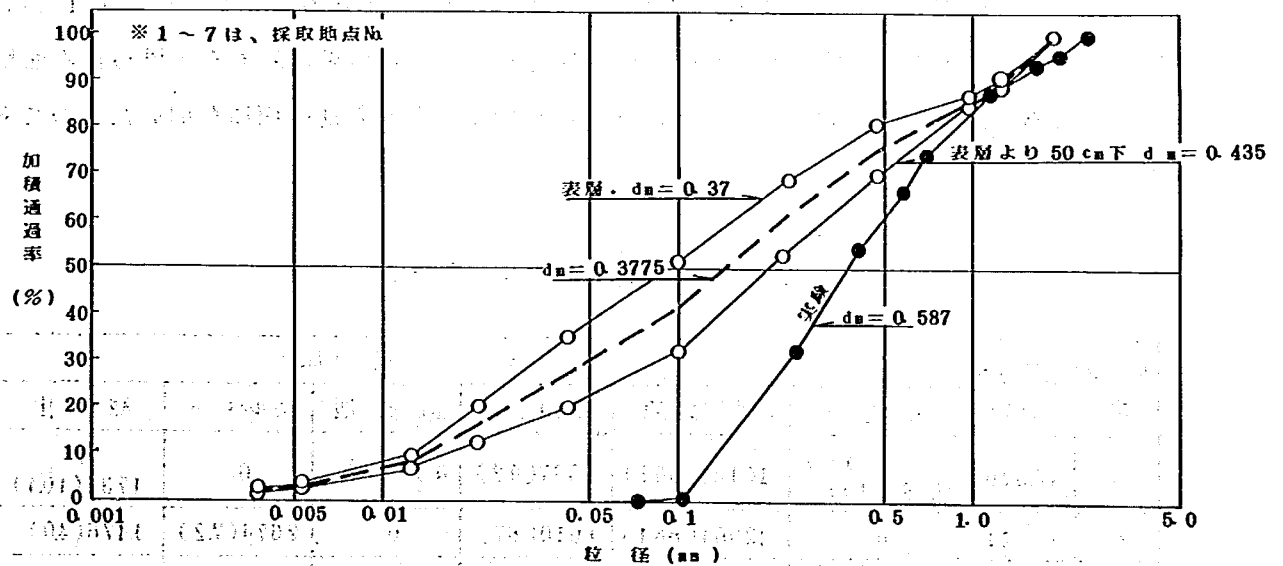


図-36 1/20縮尺現地材料及び実験使用砂

(3) 実験ケース

表-12に実験ケースと各々の条件を示す。

表-12 実験ケース一覧表

ケースNo	目標流量 (m^3/sec)	実際流量 (m^3/sec)	下流端水位 (m)	給砂量	通水時間
5	10	14.3	T. P. + 0.7	16676kg	30分
6	50	483	"	37224kg	"
7	115	117.2	"	3758 kg	"
8	150	151.2	"	3758kg	"
9	115	115	"	18296 m^3	"
11	115	115	"	17088 m^3	"

ケース5～8については水位測定等に行っていない。またケース5～8の給砂量は模型値であるが、ケース9、11の給砂量は現地換算値で示している。

なお、流量による流出土砂量の質的な差異および総量の変化などをここでは一切無視した。

(4) ケースNo5～8の結果

ケースNo5～8における沈砂量及び沈砂面積を表-13、14に示した。

表-13中()内の値は(沈砂量/給砂量)×100で示してある。また、表-14で有効沈砂面積とは実際の沈砂面積と沈砂池の流速等を考慮した結果沈砂すると思われる面積の合計である。また、沈砂不能面積とは沈砂池全面積から有効沈砂面積を引いたものである。

表-13 沈砂量(模型)

ケース No	全給砂量 (kg)	沈 砂 量 (kg)					
		分流堰	沈砂池	本川下流	減勢池	カルバート	減出
5	16676	11% 3280(19.7)	10126(60.7)	1537(9.2)	0.007(0)	0	? 1736(10.4)
6	37224	0	32064(86.1)	1010(8.7)	0	2674(7.2)	1476(4.0)
7	37580	0	24342(64.8)	2984(7.9)	0	0	10254(27.3)
8	37580	0	22571(60.1)	3124(2.3)	0	0	11885(31.6)

表-14 沈砂面積(現地値)

沈砂池を対象とする全面積 2003.4 m^2

ケース No	流量 (m^3/sec)	沈砂面積 (m^2)	沈砂有効面積 (m^2)	沈砂不能面積 (m^2)
5	14.3	6197(309)	17805(889)	2229(111)
6	48.3	10428(521)	13717(685)	6317(315)
7	117.2	5625(281)	6840(341)	13194(659)
8	151.2	4209(210)	5200(285)	14334(715)

表にみるように、本川の分水堰への堆積はケースNo5の時、つまり流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時だけみられ、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ (ケースNo6) 以上になるとみられなかった。

沈砂池への堆砂量は流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ で86%と最も多い割合を示し、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ (ケースNo7) で65%、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ (ケースNo8) で60%と流量の増加につれ減少してゆく、但し流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時に61%と小さい割合を示しているが、これは本川の分水堰に堆積したため、それを加えると80%程度となる。

維持用水路を通して本川下流側へ流れ出す量は、流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時に9%、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ では3%、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ では8%、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ でも約8%となっており、比較的流量が小さい時と大流量の時に多い結果となっている。

減勢池への堆砂は、全ケースとも0である。

カルポートへの沈砂は、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時に7%ほどあり、他のケースでは0であった。

海域への流出量は、流量の増加につれて多くなる。但し、ケース5の流出量が多いのは、通水後の堆砂状況及びケース6～8の結果から判断して測定誤差と思われる。

沈砂池における堆砂面積は図-37～40と表-14に示すとおりであり、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ のものが52%と最も多く、流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ で31%、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ で28%、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ で21%の順になっているが、流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時は他の3ケースに比べ給砂量が少ないこと、また池内流速が当然小さいことなどを考慮すると沈砂する可能性のある面積はもっと多いものと思われる。そこで、実験での沈砂面積と池内の流速分布を考慮して推定したのが沈砂有効面積である。それによると流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ では89%、流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ 69%、流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ で28%～34%、流量 $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ で21%～29%となり、流量の増加とともに沈砂有効面積は減少する。逆に沈砂不能面積は増加する。

沈砂粒径は流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ では図-41にみるように、沈砂池内は流れ方向に順次細かくなっており、沈砂最少粒径は現地量で約1.5%程度でそれ以上の砂粒は全量沈砂できるものと思われる。

流量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ では図-42に示すように、ケース5同様池内の流れの方向に順次細かくなっており、スクリーンの外側にも現地量で2%～8%程度の粒子が主となり沈砂していた。

しかし、沈砂池で完全にとらえられる最小粒径は、カルバート内に沈積した粒径から考えて1.1 cm位と思われる。

流量115, 150 m³/secの場合でも池内に沈砂する粒径は、前ケースと同様の傾向にあるが、完全に落しうる粒径はさらに大きいものとなる。

表-15 U*の計算(現地量)

ケースNo	1					2				
流量(m ³ /s)	50					90				
測線 測点	右2	右1	中央	左1	左2	右2	右1	中央	左1	左2
A	12.1	23.4	6.6	4.7	11.0	20.2	20.9	8.0	4.8	10.9
B	18.2	17.6	3.6	9.4	12.0	21.5	14.9	3.7	10.7	12.9
C	16.0	16.8	2.2	12.3	11.4	21.1	18.3	4.6	6.7	16.3
D	11.4	10.2	11.8	10.5	7.7	18.7	8.8	14.8	11.8	7.4
E	10.6	13.6	12.2	7.1	5.2	1.6	19.1	18.0	7.6	5.7

ケースNo	3					4				
流量(m ³ /s)	115					150				
測線 測点	右2	右1	中央	左1	左2	右2	右1	中央	左1	左2
A	10.0	18.6	12.4	4.4	10.5	13.3	13.8	19.5	7.3	7.6
B	23.1	25.0	6.5	9.9	13.2	21.5	26.0	7.0	8.4	13.8
C	23.6	22.0	6.7	8.6	15.2	22.6	25.9	3.9	13.2	18.4
D	18.5	26.2	17.8	10.3	7.3	17.5	12.6	12.8	10.5	11.1
E	4.9	17.8	3.9	9.0	5.4	7.7	15.6	21.4	10.2	8.2

表-16 沈降速度(現地量)

d(cm)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4
W ₀ (cm/s)	17.15	2785	3651	4423	5133	7320	10352	12679	1464

表-15は、沈砂池各地点のU*の値であり、表-16は各粒径に対応する沈降速度を計算したものである。一般にU* >> W₀ならば粒子は流れの方向に強い力を受け浮流状態で輸送され、U* >> W₀であれば掃流状態で輸送される。表の値を比較するとU*はそのほとんどが現地量で0.2 cm以下の沈降速度以下となっており、0.2 cm以上は掃流状態に近い輸送型式となることを示している。しかし、実際には現地量で1 cm程度のものまで下流に流出している。これは、沈砂池内上流で掃流状態で輸送される土砂が、トンネル流入部の直前で上昇流に巻きこまれるためと思われる。

また、図-43～46は岩垣の $U \cdot C^2 \sim d$ の関係から各粒径が移動(浮遊及掃流)しない区域の推定を行ったものであり、図に示した数字は $U \cdot C^2$ である。図からみると実験での堆積区域は、各ケースとも $d=2\text{cm}$ を対象としたものに近い区域となっている。現地においても、極小さい粒径を除けば同じような粒子で構成され、さらに流れの状況は同様となることから考えて実験結果とたいして差のない堆積区域となることが推定される。

実際の洪水時においても、塩屋谷川河床材料は模型に用いた土砂とその粒径範囲にそれほど差異がないことから、池内での堆積区域は実験と差のないものとなることが推定される。但し、沈砂量については現地の方が土砂移動が活発となることから、沈砂率は実験より小さくなるものと思われる。

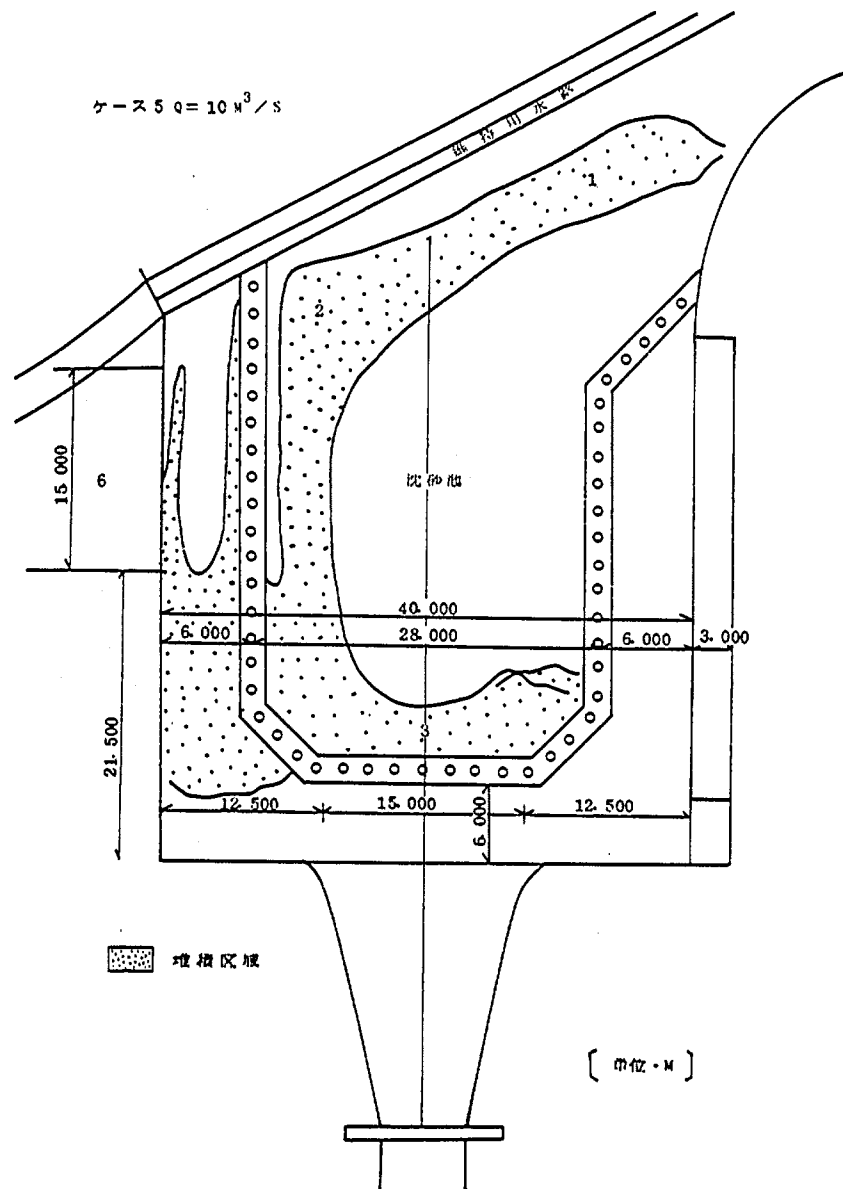


図-37 堆砂状況

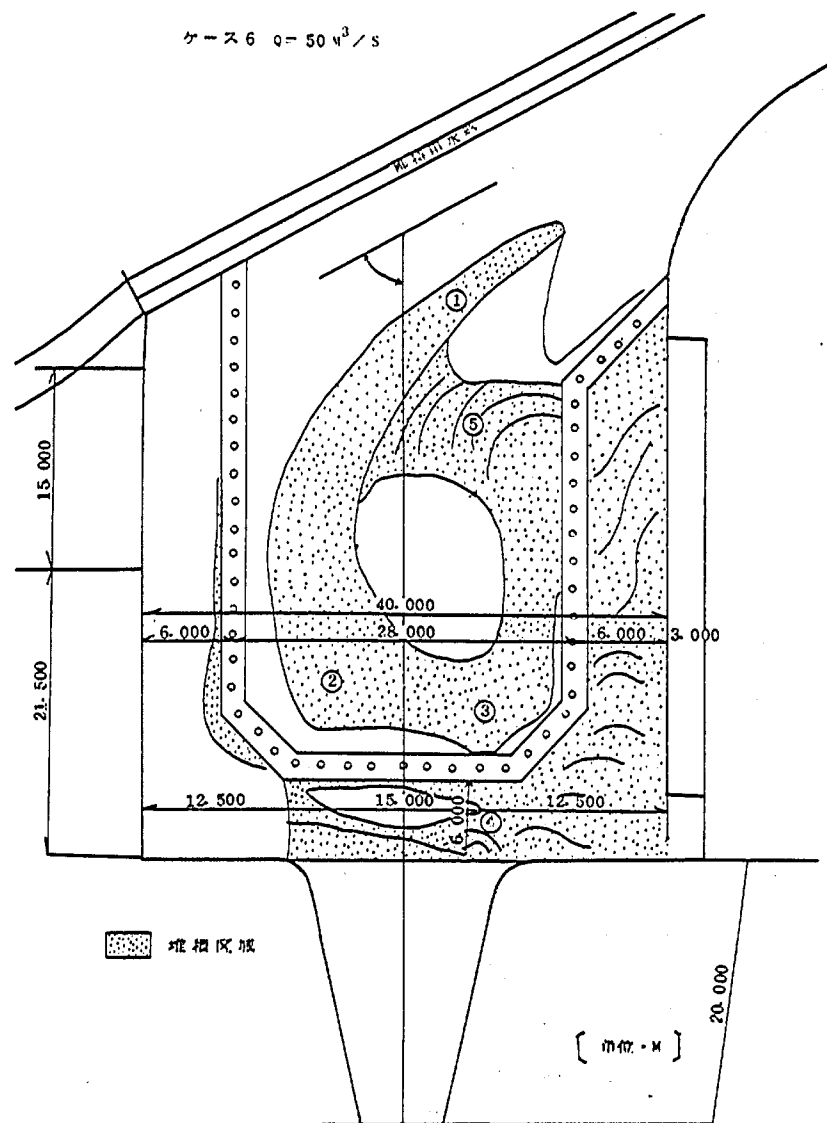


図-38 堆砂状況

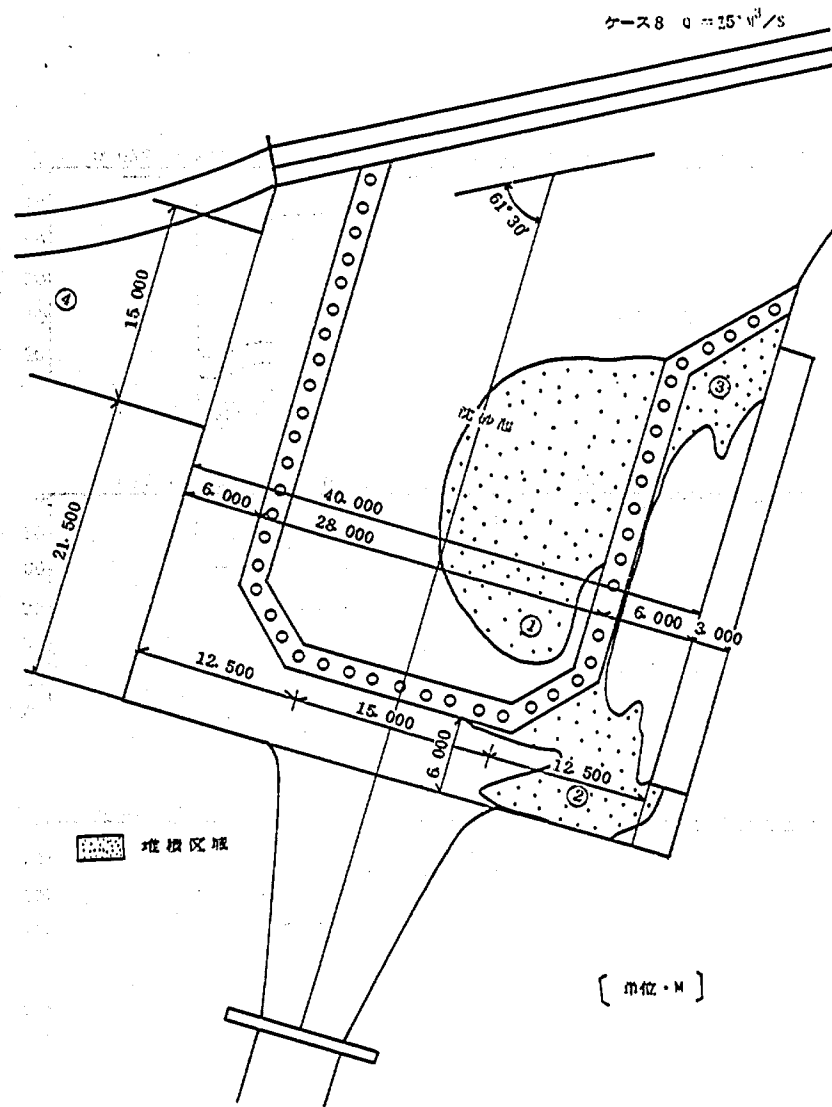


図-39 堆砂状況

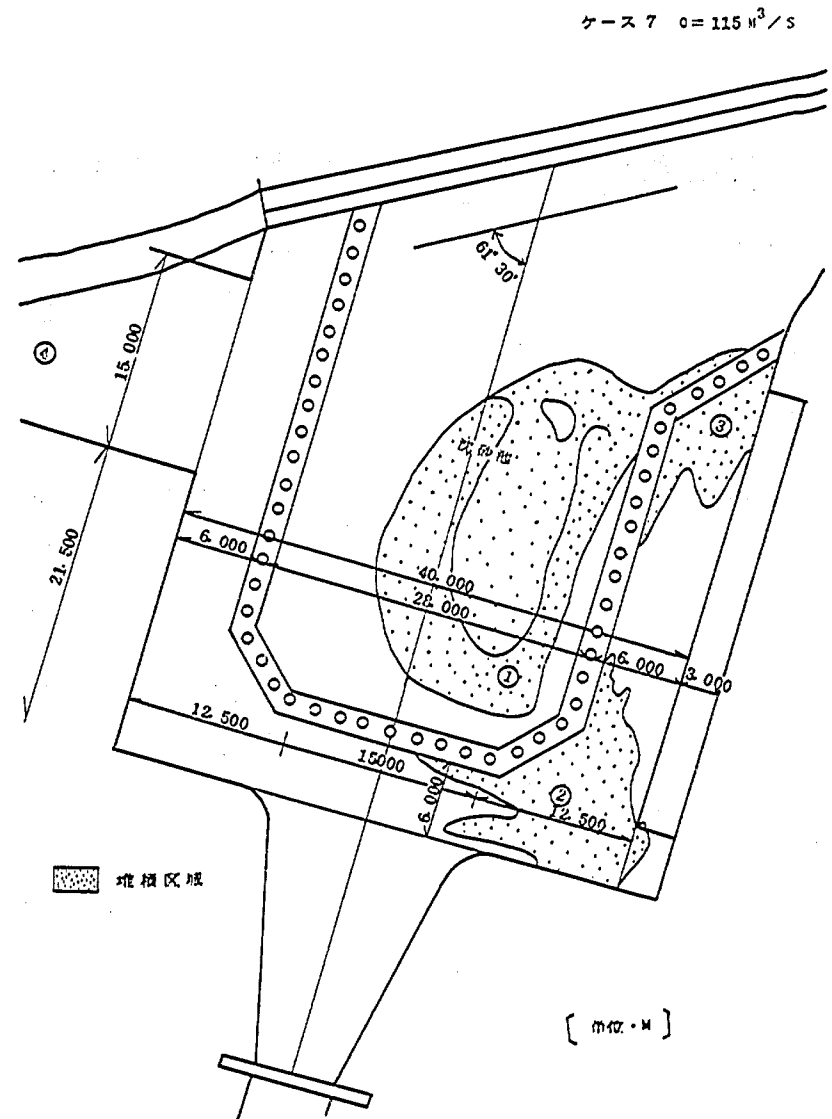


図-40 堆砂状況

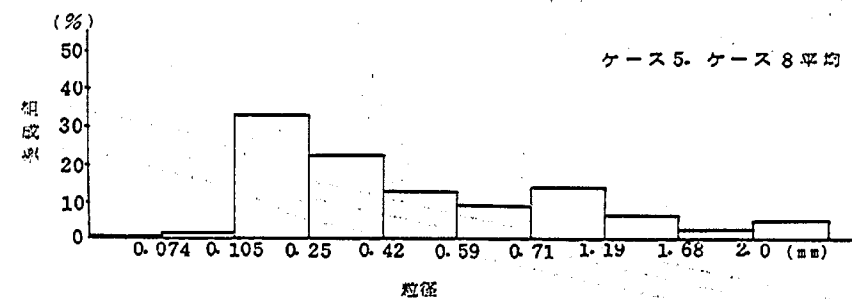
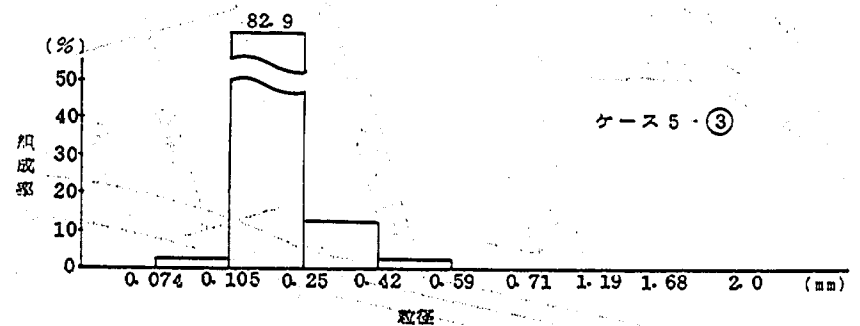
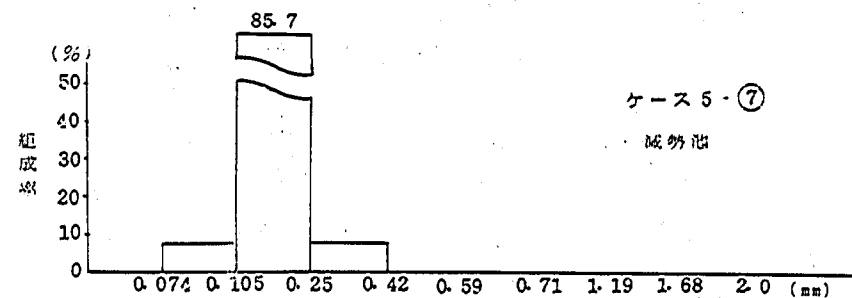
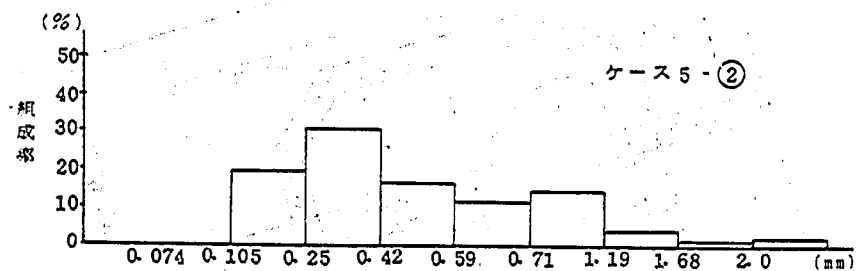
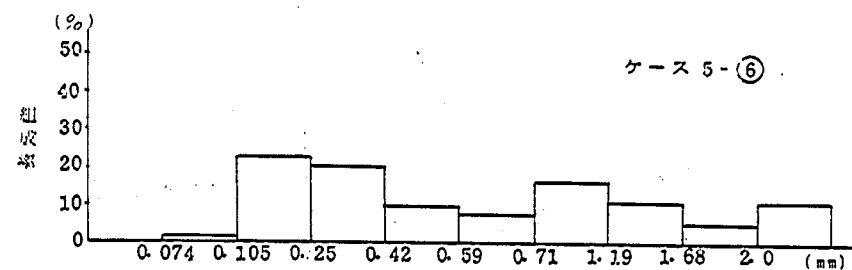
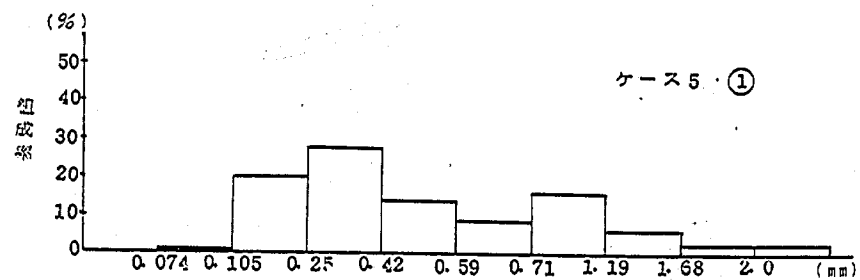


図-41 堆砂粒径(ケース5)

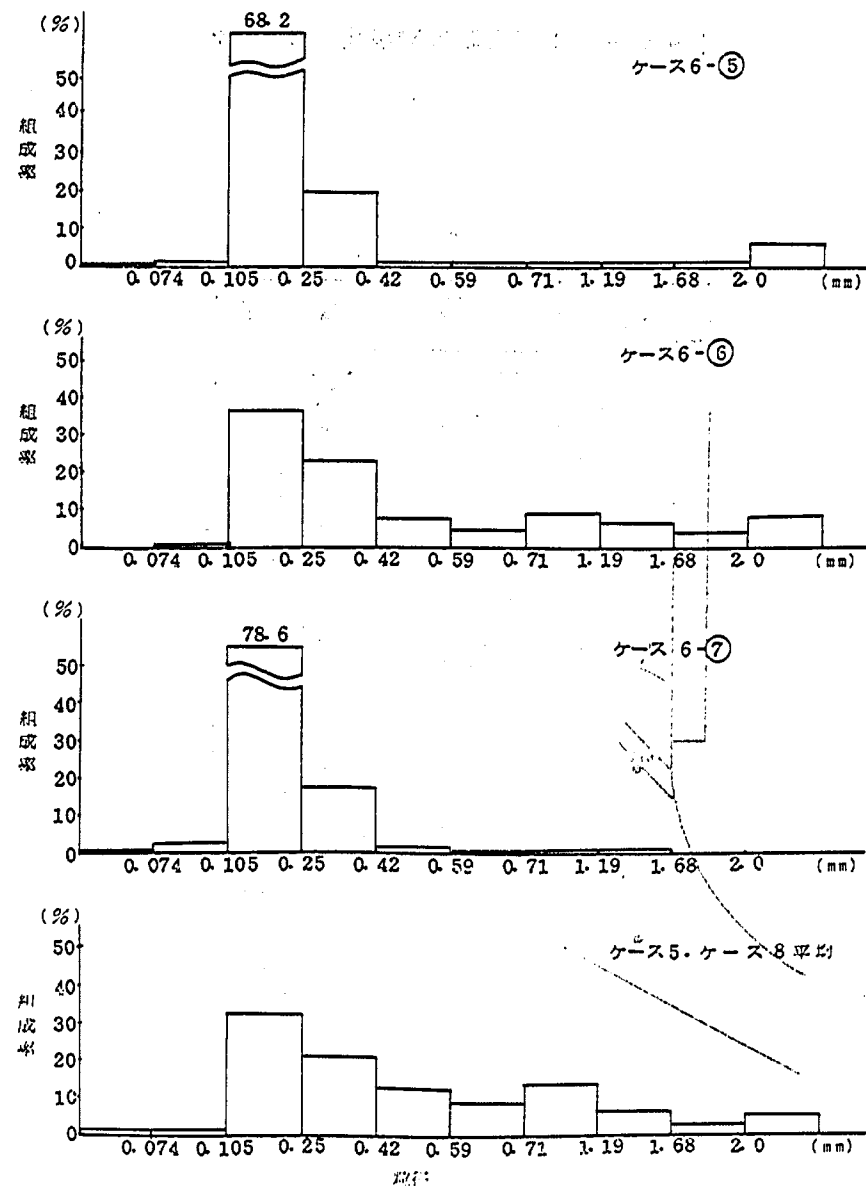
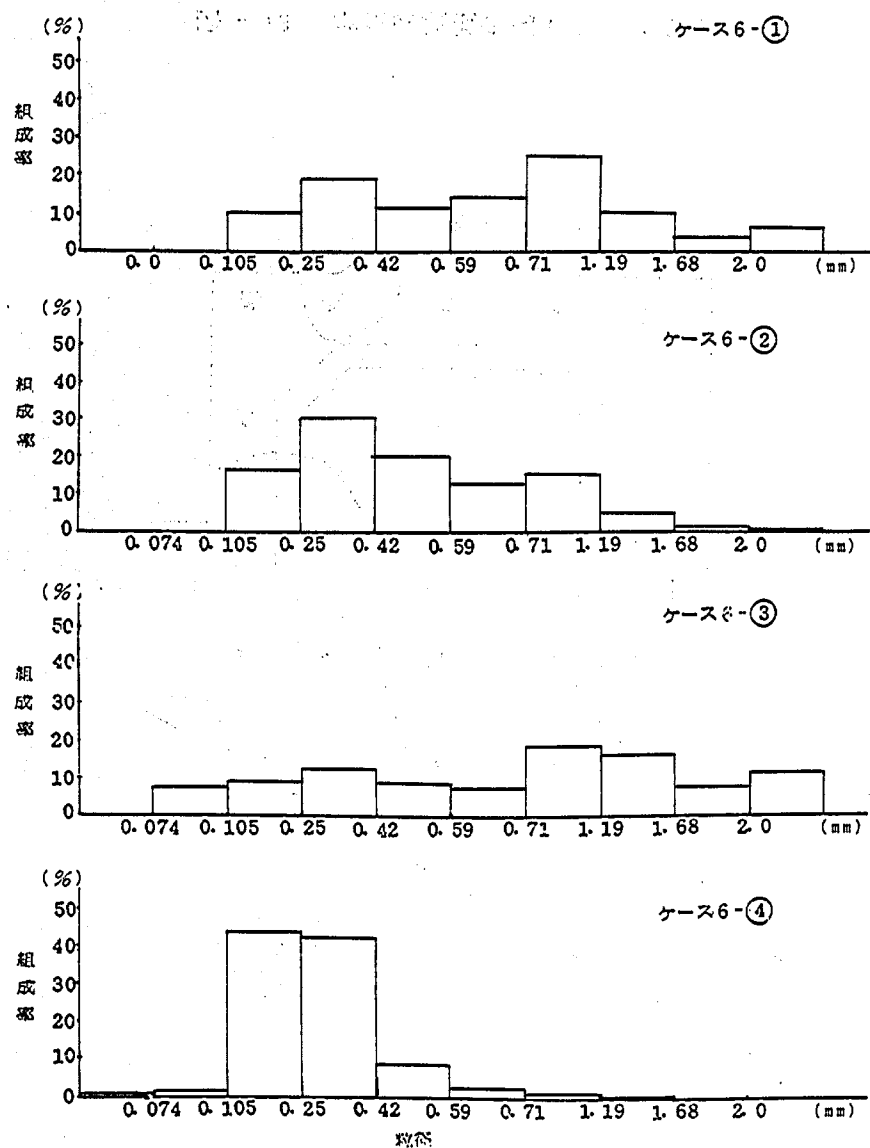


図-42 堆砂粒径(ケース6)

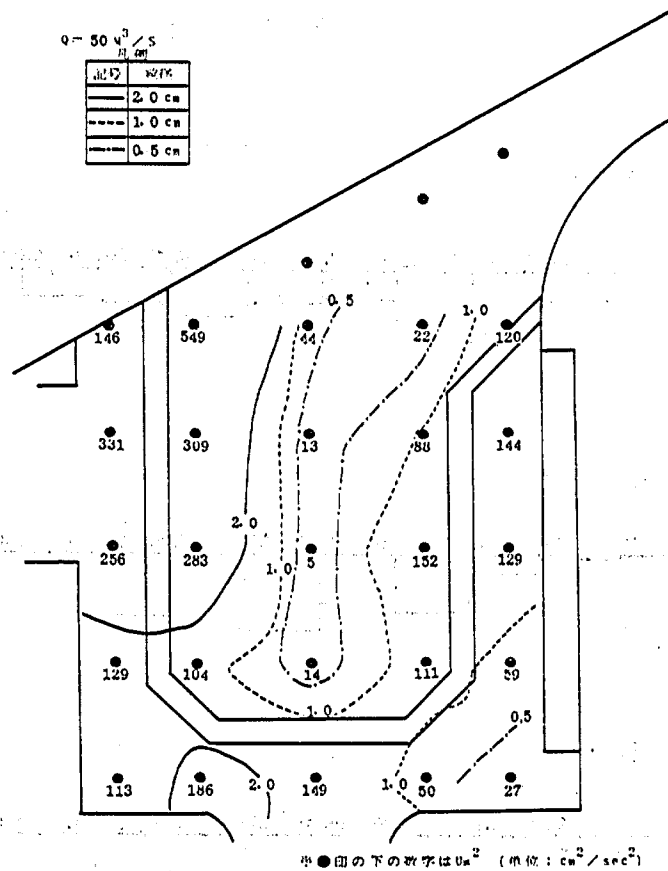


図-43 堆積区域推定図(ケース5)

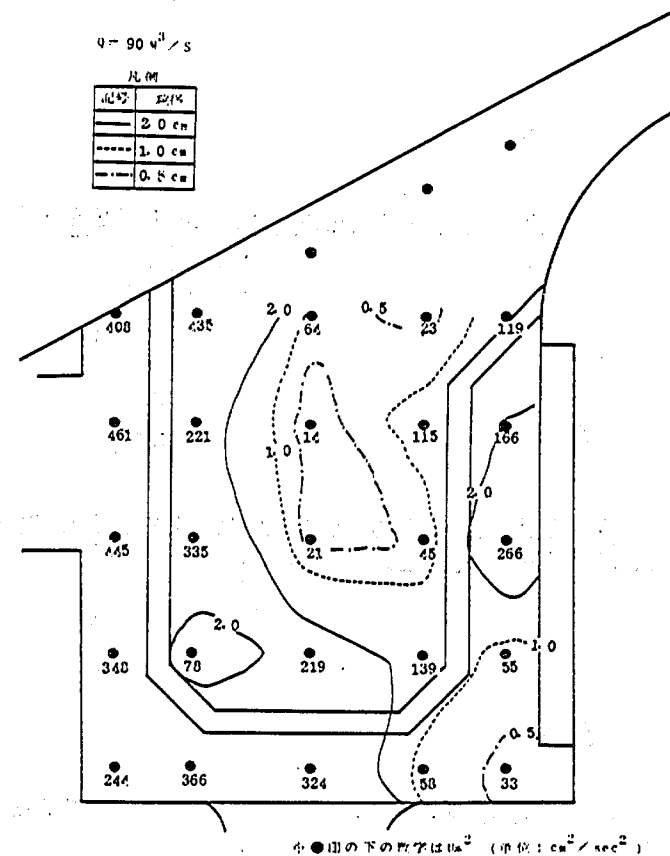


図-44 堆積区域推定図(ケース6)

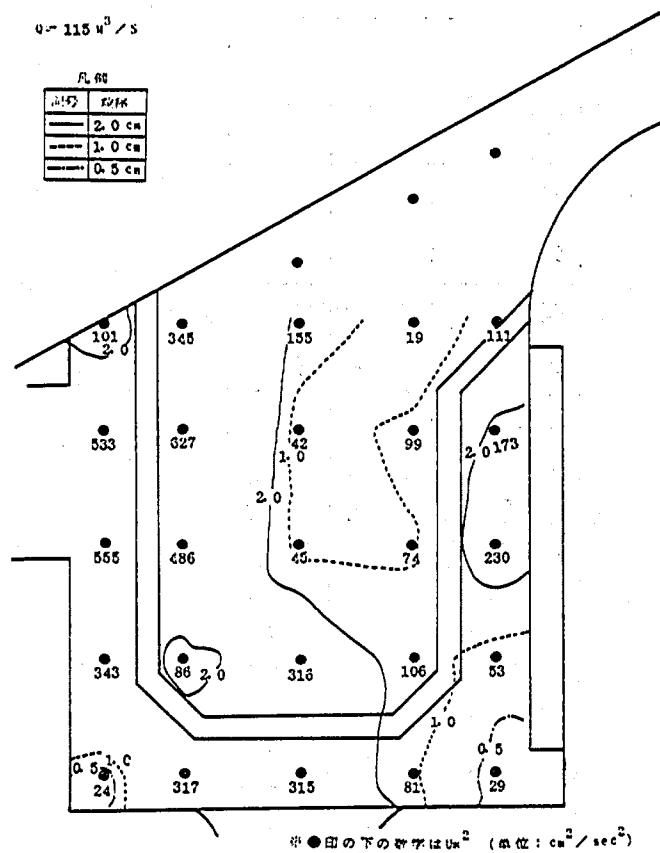


図-45 堆積区域推定図(ケース7)

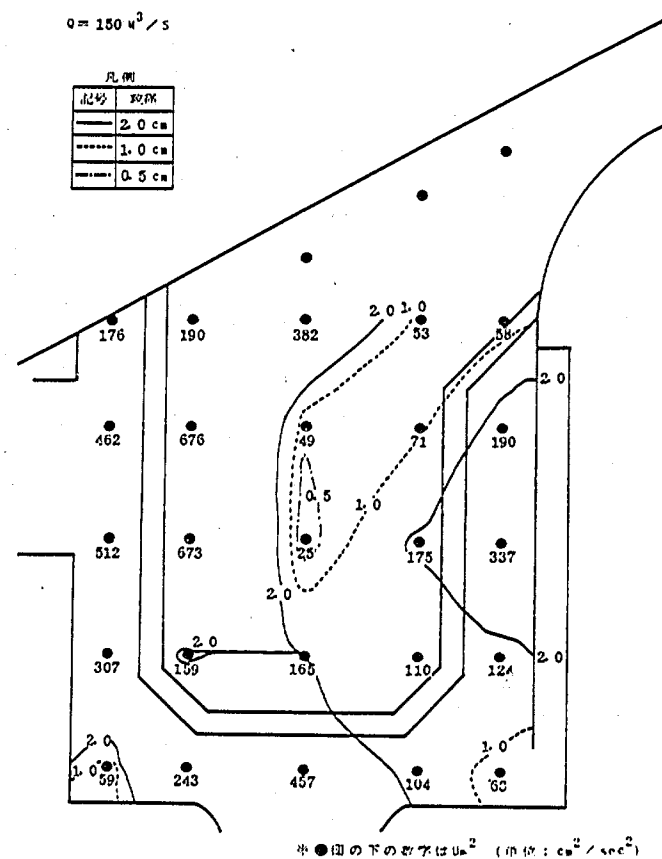


図-46 堆積区域推定図(ケース8)

(4) ケース 9, 11 の結果

ここでは、ケース 9, 11 の結果についてケース 7 と比較しながら述べる。但し、ケース 9 及びケース 11 の流量は $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、河道条件は前述のとおりである。

ケース 7, 9, 11 について堆砂量、堆砂面積を整理したものが表-17, 18 である。

表-17 によると堆砂量については、ケース 9, 11 ではいずれも全給砂量のおよそ 75% を占め、ケース 7 に比べて約 10% 増加している。本川下流への流出はケース 7 とほとんど変化なく、海域への流出がその分減少している。

沈砂面積は、表-18 に示すようにケース 9, 11 では約 70~80% とケース 7 のものの 2 倍以上に増加しており、沈砂有効面積は 80~90% となる。堆砂状況は、ケース 9 では図-47 にみるように中央部に近くに沈砂していない部分が存在するが、その附近の摩擦速度は非常に小さい。よってほぼ全体的に沈砂すると考えて良いと思われる。また、ケース 11 では比較的小さいながら偏流が生じており、図-48 のように右岸側に沈砂しない区域が存在するが、ケース 7 と比較して、その規模はずっと小さい。

図-49, 50 はケース 5~8 同様に $U \cdot C^2 \sim d$ の関係から沈砂区域を推定したものである。

表-17 沈 砂 量

ケース No	給砂量	沈 砂 量					
		分流堰	沈砂池	本川下流	減勢池	カルバート	流 出
7	37.580 kg	0 kg	24.342 kg (64.8%)	2.984 (7.3%)	0	0	10.254 kg (27.3%)
9	182.96 m^3	0 m^3	136.48 m^3 (74.6%)	14.500 (7.9%)	0	0	31.98 m^3 (17.5%)
11	170.88 m^3	0 m^3	131.44 m^3 (76.9%)	10.400 (7.9%)	0	0	29.10 m^3 (17.0%)

表 - 1 8 沈砂面積

全面積 $2003.4 m^2$

ケースNo	沈砂面積(m)	沈砂有効面積(m)	沈砂不可面積(m)
7	562.5 (28.1%)	684.0 (34.1%)	1319.4 (65.9%)
9	1458.5 (72.8%)	1458.5 (72.8%) (1800m ²)(89.8%)	544.9 (27.2%) 203.4 (10.2%)
11	1622.0 (81.0%)	1622.0 (81.0%) (1622.0m ²)(81.0%)	381.4 (19.0%)

〔6〕 沈砂実験まとめ

計画原案及び改良案実験における沈砂池の沈砂効果の比較すれば表-19及び20に示すように池内上流に副ダムを設置したケース9あるいはケース11の結果は、計画原案の結果をはるかに上回るものである。

しかし、沈砂池の主旨はすべての粒径・粒子を沈砂させることではなく、放水路に害を及ぼす粒径、放水路下流側に害を与える粒径を取り除けば良いのである。そうした意味からすれば沈砂量、沈砂面積に特別こだわる必要はなく、放水路あるいはその下流に害を与える最小砂粒を対象として沈砂池とすれば良く、改良案実験に用いた副ダムのような大きな構造物の必要性はない。但し、できる限り沈砂させたいとすれば、このような構造物が必要となる。

実験において用いた副ダムは池内流況の改善を目的としたもので、併せて沈砂効果増大を狙っている。

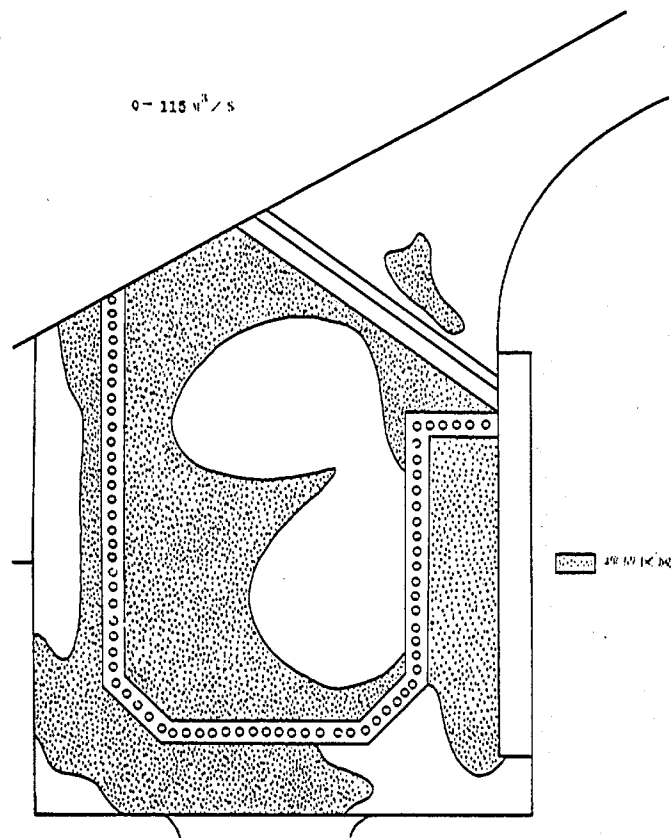


図-47 堆砂状況(ケース9)

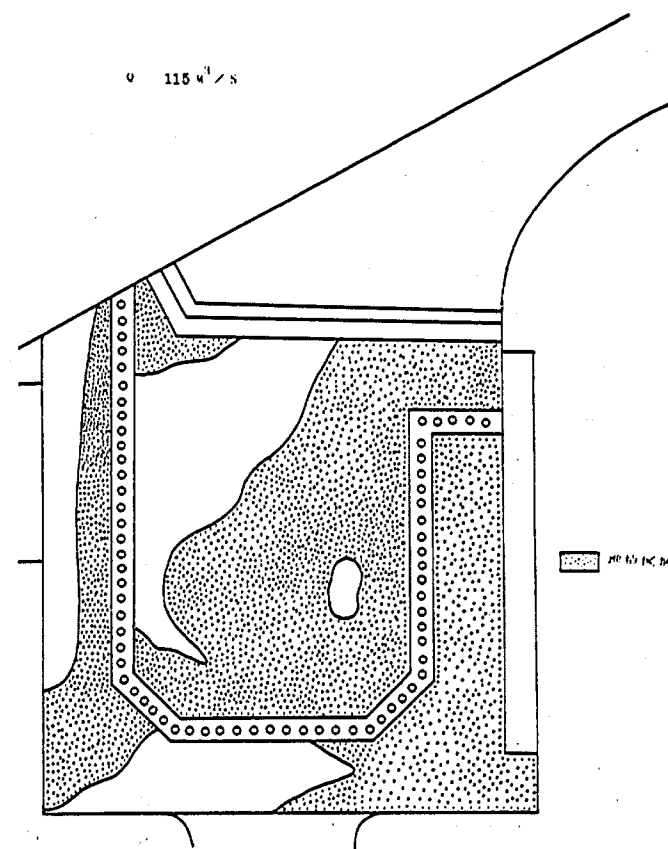


図-48 堆砂状況(ケース11)

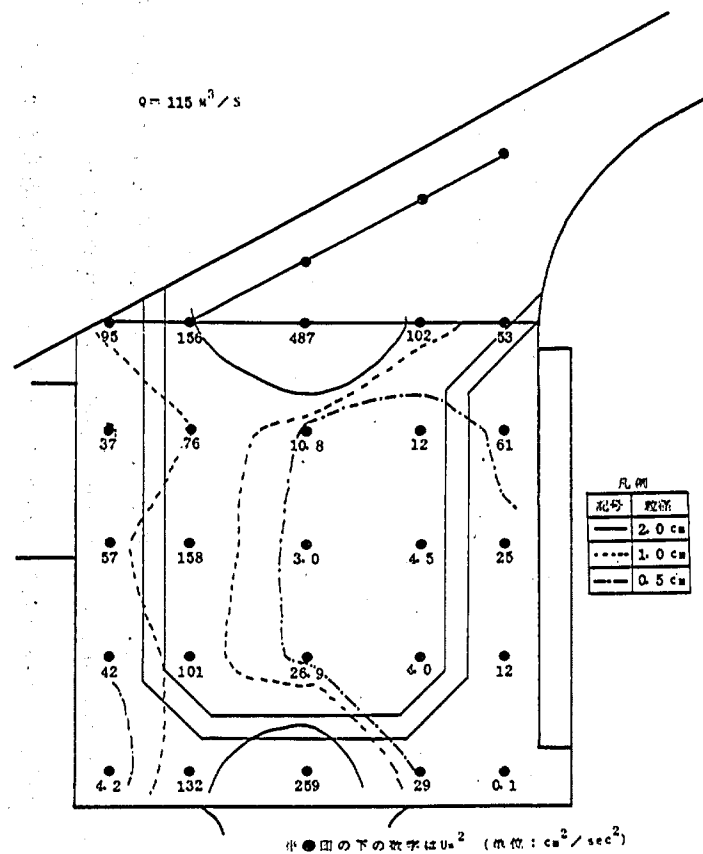


図-49 堆積区域推定図(ケース9)

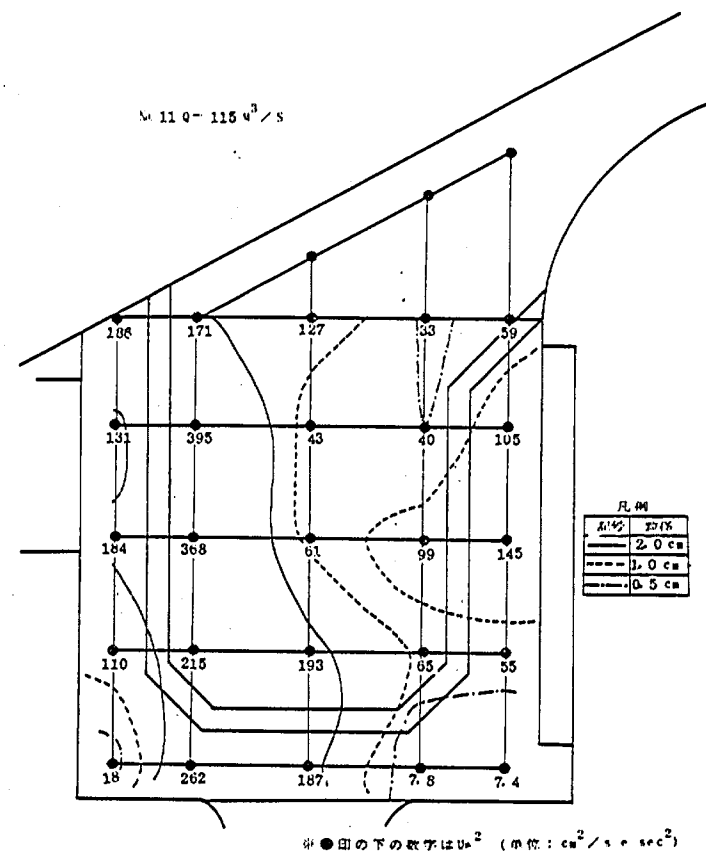


図-50 堆積区域推定図(ケース11)

4. ま と め

以下に今回の実験結果についてまとめる。

(1) 本川河道

(1) 流過能力

本川の流過能力は $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度と思われ、計画高水流量である $85 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流下について河積には問題はない。しかし、流速が $5 \sim 6 \text{ m}/\text{sec}$ と大きく、護岸や河道内構造物の維持には充分留意する必要がある。

(2) 分水堰

維持用水路右岸側への流水のはね上げを改善するため、分水堰を埋め戻した。それによってはね上げは解消されたが、維持用水路への分流がしにくくなった。そのため、分流方法については再検討の必要がある。

(3) 維持流量

本川下流の維持流量は計画高水時 $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるが現状ではその2倍以上が維持用水路を通して流下する。そのため、 $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ に規制する構造物あるいは維持用水路の改良（断面を小さくする）を行う必要がある。

また、維持用水路上流端附近は本川とを取り付け及び本川法線形の関係で水面は乱れるとともに右岸側で高くなる。

(2) 沈砂池

計画原案における沈砂池内は、偏流と、大流速の発生とが顕著であり、十分な沈砂効果を期待することが難しく、またトンネル内の流況にも悪影響を与えている。そのため、改良案として偏流の抑制と流速の軽減を目的に副ダムを設置した。その結果、池内の流速は小さくなり、偏流の抑制も達成され、沈砂量、沈砂面積は増大したが、副ダム上に生ずる水面上昇（ボイル）が大きいため、それを軽減する形状等の工夫が必要である。

(3) トンネル部

沈砂池内に偏流が生ずる計画原案の場合は、トンネル内左右岸に交互に定常波が発生する。一方、沈砂池内が一様に整流された時は中央に集中した定常波が発生する。この原因はトンネル入口のシュート部が射流漸縮であるためと考えられる。そのため改良案としては流入シュート部を落下型としてみた。落下型の場合、沈砂池の流況に左右されることが少く、トンネル内にはシュート式の時の定常波が発生していない。しかし、落下直後は常流はなるため、その部分では水位が高く、特にトンネル入口から 15 m 地点までの漸縮区間において余裕高

が小さくなる。

トンネル断面の余裕については、粗度係数を0.023とした場合での検討が必要であるが、それについては別途報告するとして、ここでは一応の目安をつけるため粗度係数0.015の実験結果から余裕について検討した。

表-19は流量 $115\text{ m}^3/\text{sec}$ と $150\text{ m}^3/\text{sec}$ での余裕面積を水位測定断面について整理したものである。ケース3 ($Q=115\text{ m}^3/\text{sec}$)、ケース4 ($150\text{ m}^3/\text{sec}$) ケース9 ($115\text{ m}^3/\text{sec}$) はトンネル流入部がシュート式であり、その場合はケース4の余裕にみるように $150\text{ m}^3/\text{sec}$ でも4.1.6%と河川砂防技術基準の15%をはるかに上回り問題はない。しかし、落下型案のケース11 ($Q=115\text{ m}^3/\text{sec}$) では、同流量・シュート式のケース3, 9に比べて平均で約10%減少している。特に測線17 (漸縮による水面上昇) ではその余裕が30.6%と同流量のシュート式に比べて約半分となっている。

以上のことから落下型案は粗度係数0.023、流量 $150\text{ m}^3/\text{sec}$ の時に断面の余裕が基準値以下となる可能性がある。そのため、波の軽減と断面の余裕を考慮した流入口の形状について検討の必要がある。

表-19 トンネル内の余裕

断面積 33.9 m^2

ケース N	断 面 の 余 裕 (m^2)									余裕 (%)
	17	18	19	20	21	22	23	24	平均	
3	20.0	19.5	19.9	20.2	19.8	19.5	19.0	20.6	19.8	58.4
4	14.3	13.7	13.5	13.8	13.8	13.9	13.3	16.3	14.1	41.6
9	21.5	18.6	19.1	18.9	17.9	17.6	15.9	19.5	18.6	54.9
11	8.3	16.7	16.7	16.9	15.9	14.9	14.7	20.1	15.5	45.8

(4) 減勢池・カルバート

減勢池内は、その深さを2m増すことによって減勢効果を発揮し、カルバート内の流れを目標とするFr数(0.8程度)に近づけることができる。なお、その場合においても流過能力的には問題ない。巾の拡大はほとんどその効果がみられなかった。

(5) 今後の問題

以上述べたように、本川・沈砂池・トンネル部・減勢池およびカルバート内について一応の目処はつけたが、まだ十分な結果には至っておらず、以下に述べる問題点について実験的検討が必要である。

(1) 本 川

維持用水確保のための分流方法の検討と、維持用水量の規制方法、および維持用水上流端付近の流況改善。

(2) 沈 砂 池

沈砂池の流況改善という観点からは、実験に用いた副ダムのような大きな構造物が必要となる。一方、沈砂効果という面からは沈砂実験で述べたように多少の偏流等が発生しても、極度に沈砂量、沈砂面積が低下するものではないという結果を得た。それ故流況規制をある程度緩和し、また比較的維持管理の容易な対策工法についても検討すべきと思われる。その場合、副ダム設置にみられた水面上昇（ボイル）等の発生を最小限とすることとも条件となる。

(3) トンネル部

波の下流への伝搬は、トンネル流入部を落下式とすることで解消されたのであるが、落下式の場合はシュート式に比べて断面の余裕が小さくなる傾向にある。そのため、波の発生をできるだけ抑制し、かつ断面の余裕を確保する流入部形状の検討が必要である。

なお、断面の余裕は粗度係数を 0.023 として検討せねばならない。

(4) 減勢池・カルバート

減勢池形状については、計画原案より水深を 2 m 増大させることにより十分な減勢効果を発揮するが、一方池内は常時海水の浸入があり、池内水深が深くなることなどから環境上好ましくない。そこで深さ方向の拡大に代わる方法について検討を行う必要がある。

お わ り に

以上のように塩屋谷川放水路計画における問題点・問題個所の把握とその対策について検討を行ってきたが、同模型実験は昭和54年度及び昭和55年度の2年の間に、沈砂池・放水路・減勢池など比較的多くの問題に対して検討する必要があったことと、トンネル放水路の模型実験は過去にも例が少ないため、今後の課題にも述べたように、現在まだ細部についてつめている段階である。これらの結果については、後に別途報告する予定である。なお、当模型実験は建設技術研究所の手をわずらわした。

実 験 写 真

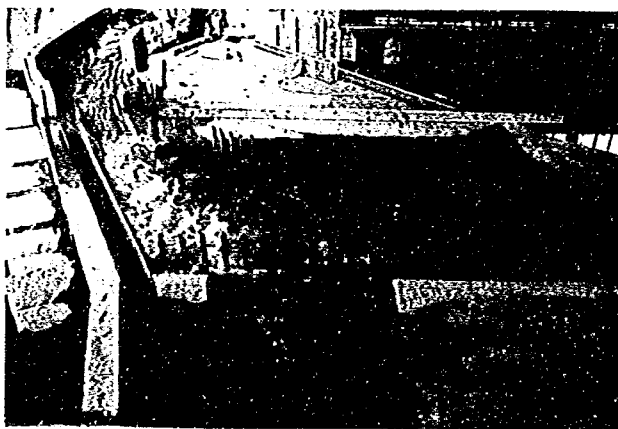


写真-1 <設計流量時の沈砂池の状況>
激しい偏流が目立つ

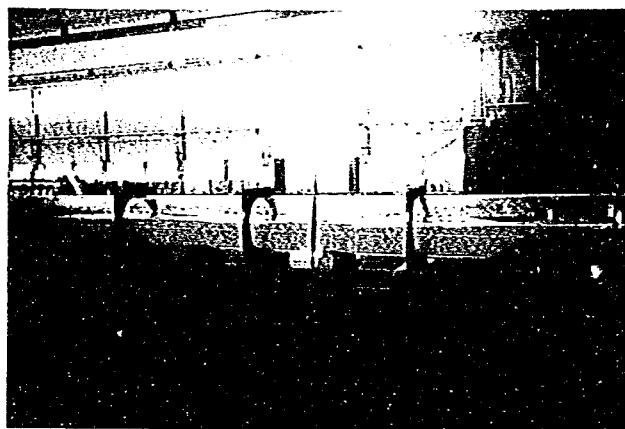


写真-2 <設計流量時のトンネル内の流れ>
左右岸交互に波が発生する

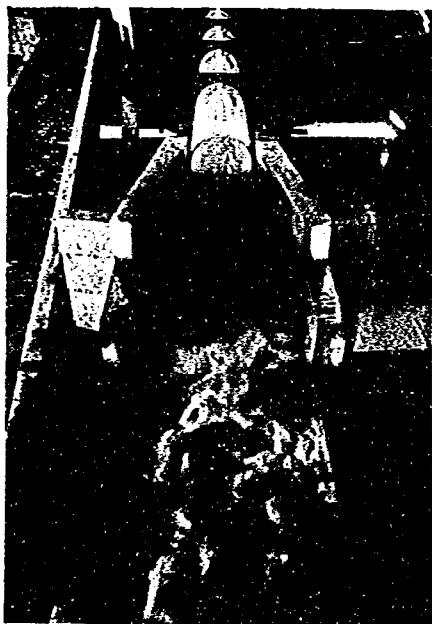


写真-4 <設計流量時の減勢池の状況>
水面の乱れが激しく、また下流側でも流れが速い

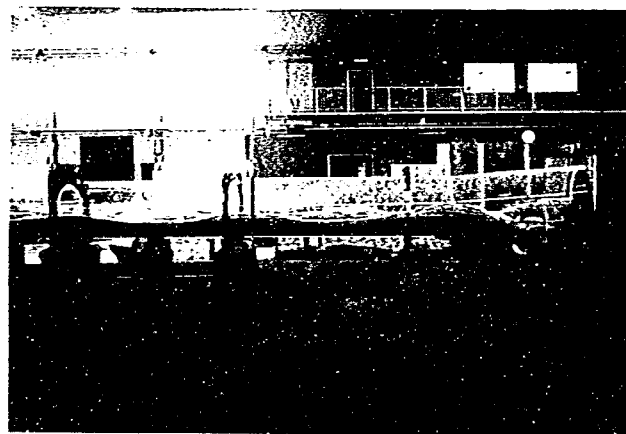


写真-3 <流量 90m³/sec時のトンネル内の流れ>
左右岸交互に発生する波がはっきり確認される

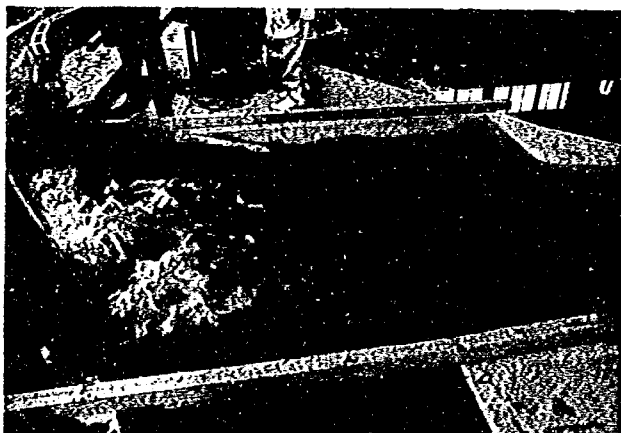


写真-5 <流量 115m³/sec時の副ダムA案の沈砂池の状況>
副ダム下流側では流れが一樣に流下する

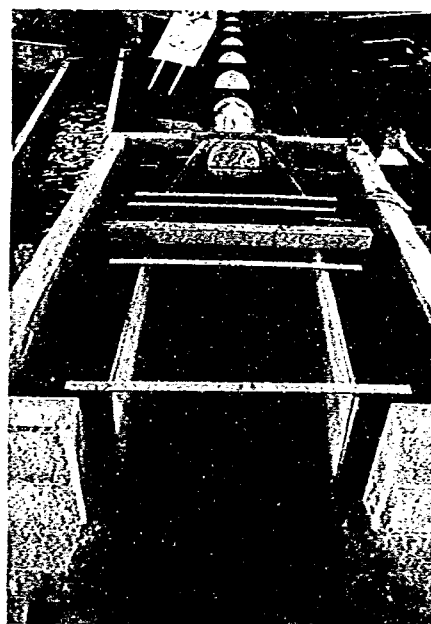


写真-6 <流量 115m³/sec時、拡大I案の減勢池の状況>



写真-7 <流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 砂止め堰を埋戻した本川の状況>

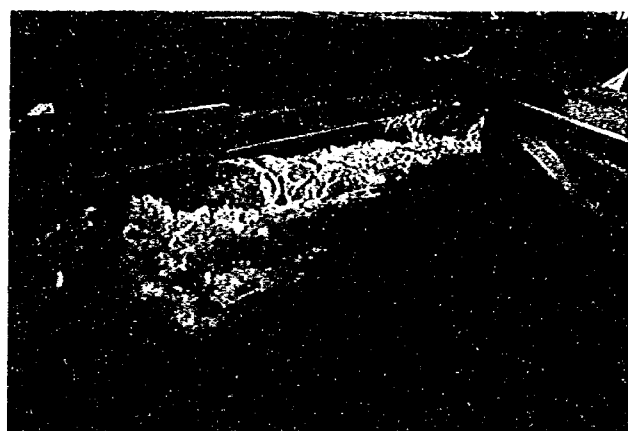


写真-8 <流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 副ダムB案による沈砂池の状況>

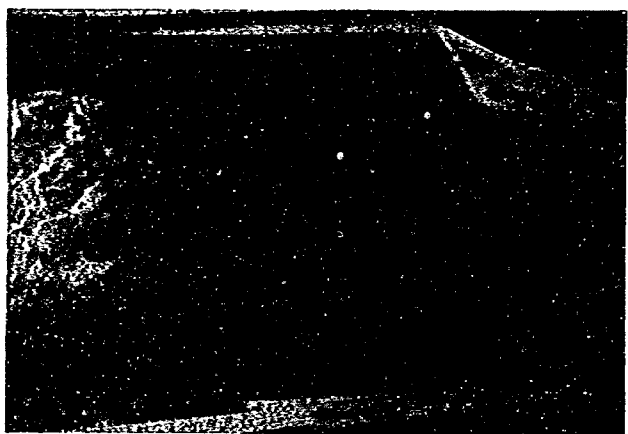


写真-9 <流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 副ダムB案による沈砂池の状況及び流入口落下型案の流入状況>

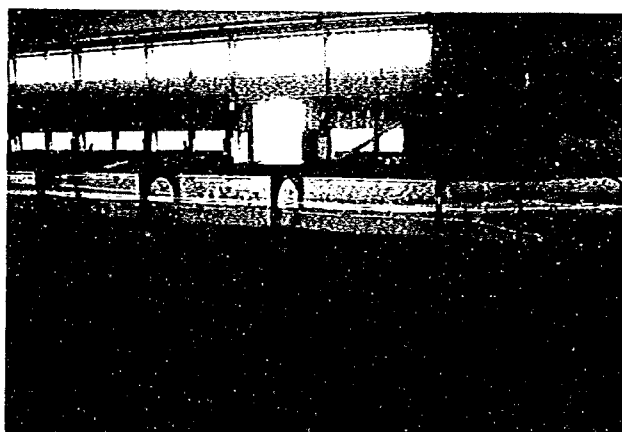


写真-10 <流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 流入口落下型案におけるトンネル内の流れ>

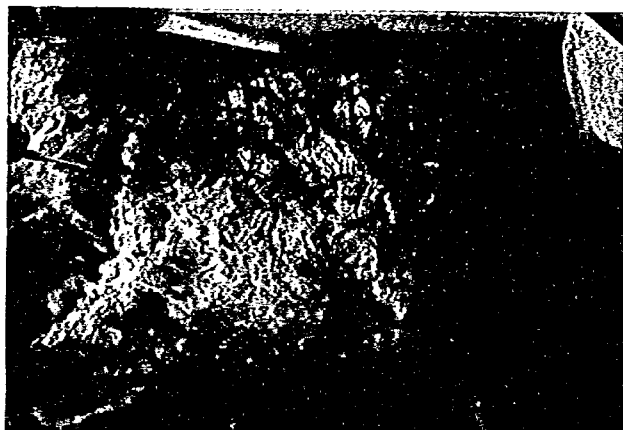


写真-12 <流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 副ダムC案による沈砂池の状況>

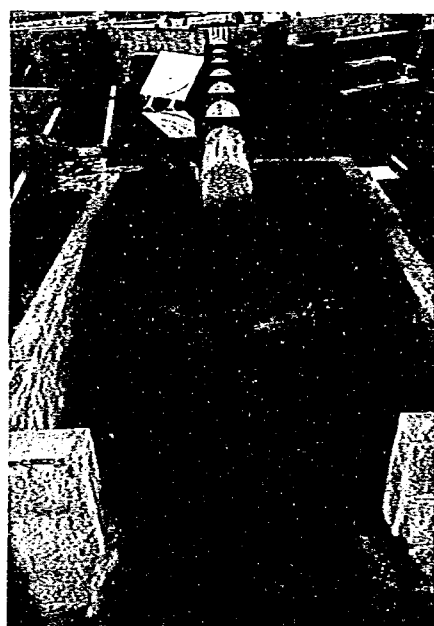


写真-11 <流量 $115 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時, 拡大II案による減勢池の状況>

塩屋谷川放水路模型実験結果

土研資料第 1670 号
昭56.3月 (1981)

富 永 正 照 益 倉 克 成
馬 場 洋 二 伊 藤 雄 二

キーワード 塩屋谷川放水路, トンネル河川

要 旨

塩屋谷川放水路の水理的検討を行ったものである。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

下は切
さつ手
いてを

建設省土木研究所
都市河川研究室
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1670号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

